

**Titre:** Dimensionnement des excavations à la mine Niobec à l'aide du  
Title: logiciel FLAC 3D

**Auteur:** Patrick Frenette  
Author:

**Date:** 2003

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Frenette, P. (2003). Dimensionnement des excavations à la mine Niobec à l'aide du logiciel FLAC 3D [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/7121/>

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/7121/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Robert Corthésy  
Advisors:

**Programme:** Unspecified  
Program:

**In compliance with the  
Canadian Privacy Legislation  
some supporting forms  
may have been removed from  
this dissertation.**

**While these forms may be included  
in the document page count,  
their removal does not represent  
any loss of content from the dissertation.**



UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DIMENSIONNEMENT DES  
EXCAVATIONS À LA MINE NIOBEC  
À L'AIDE DU LOGICIEL FLAC<sup>3D</sup>

PATRICK FRENETTE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

MAI 2003



National Library  
of Canada

Acquisitions and  
Bibliographic Services

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Acquisitions et  
services bibliographiques

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file* *Votre référence*

ISBN: 0-612-86398-0

*Our file* *Notre référence*

ISBN: 0-612-86398-0

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

# Canadä

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

DIMENSIONNEMENT DES  
EXCAVATIONS À LA MINE NIOBEC À  
L'AIDE DU LOGICIEL FLAC<sup>3D</sup>

présenté par : FRENETTE Patrick

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées  
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph.D., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. GILL Denis, Ph.D., membre

## **REMERCIEMENTS**

Je désire souligner ma gratitude envers M. Robert Corthésy pour l'aide et le support apportés tout au long de ce projet. Son aide immense et ses encouragements ont permis la réalisation de ce projet. Je remercie aussi tout le personnel de la mine Niobec qui ont fait de mon séjour à l'été 2000 une expérience inoubliable. Je suis tout particulièrement reconnaissant envers M. Martin Lanctôt, ingénieur à la mine Niobec, à l'origine de ce projet et de mon séjour à l'été 2000, pour sa disponibilité et ses recommandations. Je tiens aussi à témoigner ma reconnaissance envers mes amis et mes proches, tout particulièrement à ma conjointe Nancy, pour leur support tout au long du projet.

## RÉSUMÉ

Le projet consiste à étudier la stabilité du massif rocheux à la mine Niobec à Chicoutimi. Comme l'expansion de la mine se fait en profondeur, les contraintes rencontrées augmentent. L'augmentation des contraintes a pour effet d'augmenter le risque de rupture du massif rocheux. Le dimensionnement des infrastructures doit donc être changé pour prendre en compte cet effet. Ce projet aura donc spécifiquement comme sujet le dimensionnement du pilier horizontal entre les 3<sup>è</sup> et 4<sup>è</sup> blocs miniers. Actuellement, le pilier entre le 1<sup>er</sup> et le second bloc mesure 30m (100 pieds) et celui entre le 2<sup>è</sup> et le 3<sup>è</sup> bloc mesure 45m (150 pieds) d'épaisseur. Pour ce faire, une caractérisation du massif rocheux a été effectuée. Cette caractérisation a consisté en un relevé des discontinuités géologiques sur deux niveaux ainsi qu'une campagne de mesure des contraintes in situ. La campagne de relevé de discontinuités a été comparée à deux autres études menées aux niveaux supérieurs. Deux familles majeures avec une troisième famille apparaissant en profondeur ont été observées. Des essais de compression uniaxiale, de compression diamétrale (brésiliens) ainsi que de compression triaxiale en laboratoire ont aussi été effectués, ce qui a permis d'estimer, à l'échelle du laboratoire, la résistance en compression uniaxiale à 128 MPa et la résistance en tension à 8 MPa. À partir des résultats d'essais en laboratoire, le logiciel Roclab a permis d'obtenir les paramètres des critères de rupture de Hoek-Brown et de Mohr-Coulomb à l'échelle du massif rocheux. Les paramètres obtenus ont servi dans le logiciel de simulation numérique FLAC<sup>3D</sup>. Les résultats ont été comparés à ceux obtenus du logiciel

Examine<sup>3D</sup> pour valider certaines hypothèses simplificatrices émises lors de la création du modèle numérique. Suite à cette vérification, plusieurs scénarii ont été analysés. Il a d'abord été observé que le remblayage des chantiers n'aurait que peu d'influence sur l'augmentation de la stabilité des chantiers. Suite à cette observation, trois épaisseurs ont été retenues pour le troisième pilier, soit 30m (100 pieds), 45m (150 pieds) et 60m (200 pieds). Les simulations ont démontré que les trois épaisseurs seraient potentiellement stables, mais qu'une épaisseur de 45m s'avère à la fois sécuritaire et économique. Une discussion sur les avantages et les inconvénients de l'utilisation du logiciel FLAC<sup>3D</sup> comparativement aux autres logiciels disponibles est aussi abordée.

## ABSTRACT

This project studies the stability of the rock mass at the Niobec mine in Chicoutimi, Québec. Since the expansion is done at depth, the stresses increase. This increase results in a higher potential for rock failure. The size of the infrastructures must be changed to take this effect into consideration. This project focused on the dimensionning of the sill pillar between mining blocks 3 and 4 using the numerical modelling software FLAC<sup>3D</sup>. The pillar between the first and second block is 30m (100 feet) thick and the one between block 2 and 3 is 45m (150 feet) thick. A rock mass characterization of the site has been made prior to numerical modelling. The characterization consisted of structural geological mapping on levels 1150 and 1450, laboratory testing of rock samples and insitu stress measurements. Geological mapping was compared to two other studies made on levels 300 to 1000. Two major sets were identified with a third one becoming more important at depth. The laboratory testing included uniaxial compressive tests, diametrical compressive tests and triaxial compressive tests. The uniaxial compressive strength of the rock substance was found to be 128 MPa and the tensile strength, 8 MPa. Laboratory testing results were used with the Roclab software to establish Hoek-Brown and Mohr-Coulomb failure criterion parameters at the rock mass scale. The stopes were then modelled and the parameters obtained from the characterization entered in FLAC<sup>3D</sup>. Results were compared with those from Examine<sup>3D</sup> software to validate simplifying assumptions made with the FLAC<sup>3D</sup> model. Following this verification, various options were analyzed. It was first observed that the use of backfill had little influence on the

stability of the rock mass. This led to the analysis of three different thicknesses for the third pillar, 30m (100 feet), 45m (150 feet) and 60m (200 feet). The simulations showed that each thickness would potentially be stable but a thickness of 45m would be at the same time economical and safe. The pros and cons of using FLAC<sup>3D</sup> are finally discussed in the last chapter.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>iv</b>
<b>RÉSUMÉ.....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>xii</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTE DES ANNEXES.....</b>	<b>xvii</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : CARACTÉRISATION DE SITE .....</b>	<b>4</b>
1.1 <b>Historique de la mine Niobec .....</b>	<b>4</b>
1.1.1 <b>Le niobium .....</b>	<b>4</b>
1.1.2 <b>La mine Niobec.....</b>	<b>5</b>
1.2 <b>Caractérisation géomécanique .....</b>	<b>10</b>
1.2.1 <b>Mesures de contraintes in situ.....</b>	<b>10</b>
1.2.1.1 <b>Étude de Canmet (Arjang, 1986) .....</b>	<b>10</b>
1.2.1.2 <b>Étude du laboratoire de mécanique des roches de l'École</b> <b>Polytechnique de Montréal.....</b>	<b>14</b>
1.2.1.3 <b>Comparaison des deux campagnes de mesure.....</b>	<b>16</b>
1.2.2 <b>Relevés de discontinuités .....</b>	<b>19</b>
1.2.2.1 <b>Niveau 1150.....</b>	<b>19</b>
1.2.2.2 <b>Niveau 1450.....</b>	<b>21</b>
1.2.2.3 <b>Comparaison.....</b>	<b>23</b>
1.2.2.4 <b>Instabilités structurales .....</b>	<b>27</b>
1.2.3 <b>Essais en laboratoire .....</b>	<b>28</b>
1.2.3.1 <b>Essais de compression simple.....</b>	<b>28</b>

1.2.3.2	<b>Essais de compression diamétrale</b> .....	30
1.2.3.3	<b>Essais triaxiaux</b> .....	31
1.2.3.4	<b>Paramètres de déformabilité</b> .....	32
1.2.4	<b>Classification géomécanique</b> .....	33
1.2.4.1	<b>RMR</b> .....	34
1.2.4.2	<b>Cote Q</b> .....	35
1.2.5	<b>Obtention des données pour les critères de rupture à l'échelle du massif rocheux</b> .....	37
<b>CHAPITRE 2 : SIMULATIONS NUMÉRIQUES</b> .....		40
2.1	<b>Historique des simulations numériques</b> .....	40
2.2	<b>Logiciels utilisés dans les mines</b> .....	41
2.2.1	<b>Examine3D</b> .....	42
2.2.2	<b>Map3D</b> .....	43
2.2.3	<b>FLAC3D</b> .....	44
2.3	<b>Choix de FLAC3D</b> .....	45
2.4	<b>Construction du modèle</b> .....	46
2.4.1	<b>Géométrie</b> .....	46
2.4.2	<b>Paramètres de simulation</b> .....	55
2.4.2.1	<b>Propriétés du massif</b> .....	55
2.4.2.2	<b>Contraintes appliquées et conditions aux frontières</b> .....	56
2.4.3	<b>Influence des hypothèses simplificatrices</b> .....	61
2.4.3.1	<b>Critère de rupture de Mohr-Coulomb vs Hoek-Brown</b> .....	64
2.4.3.2	<b>Contraintes réelles vs contraintes modifiées</b> .....	70
2.4.4	<b>Analyse comparative Examine3D - FLAC3D</b> .....	72
2.4.4.1	<b>Contraintes</b> .....	73
2.4.4.2	<b>Zones de rupture</b> .....	77
<b>CHAPITRE 3 : ANALYSE DES SCÉNARIIS</b> .....		85
3.1	<b>Influence de la séquence de minage</b> .....	85
3.2	<b>Effet du remblai</b> .....	92

<b>3.3 Épaisseur du pilier de niveau entre les blocs 3 et 4 .....</b>	<b>99</b>
3.3.1 <b>Troisième pilier de 30m .....</b>	<b>99</b>
3.3.2 <b>Troisième pilier de 45m .....</b>	<b>102</b>
3.3.3 <b>Troisième pilier de 60m .....</b>	<b>103</b>
3.3.4 <b>Analyse de l'épaisseur optimale du troisième pilier.....</b>	<b>108</b>
3.3.5 <b>Analyse des zones de rupture dans le quatrième bloc minier.....</b>	<b>109</b>
<b>CHAPITRE 4 : DISCUSSION .....</b>	<b>112</b>
<b>CHAPITRE 5 : RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>113</b>
<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>117</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>118</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Résultats des contraintes mesurées dans chaque trou selon CANMET (1986) .....	12
Tableau 1.2 : Résultats des contraintes principales selon Canmet (1986) .....	13
Tableau 1.3 : Résultats des contraintes mesurées selon Polytechnique (2000) .....	15
Tableau 1.4 : Résultats des contraintes principales selon Polytechnique (2000) .....	15
Tableau 1.5 : Comparaison des résultats pour les contraintes principales .....	17
Tableau 1.6 : Comparaison des paramètres des tenseurs obtenus .....	17
Tableau 1.7 : Orientation des familles observées au niveau 1150 .....	20
Tableau 1.8 : Orientation des familles observées au niveau 1450 .....	23
Tableau 1.9 : Comparaison de l'orientation des familles selon les trois études .....	27
Tableau 1.10 : Résultats des essais de compression uniaxiale .....	29
Tableau 1.11 : Résultats des essais de compression diamétrale .....	30
Tableau 1.12 : Résultats des essais triaxiaux .....	31
Tableau 1.13 : Paramètres de déformabilité obtenus lors de rechargements biaxiaux .....	32
Tableau 1.14 : Cote RMR (1976) .....	34
Tableau 1.15 : Cote Q .....	35
Tableau 1.16 : Paramètres obtenus à partir du Roclab .....	38
Tableau 2.1 : Paramètres de résistance et de déformabilité utilisés dans FLAC3D .....	55
Tableau 2.2 : Tenseur de contraintes principales modifié .....	56
Tableau 2.3 : Tenseur de contraintes principales mesuré .....	57
Tableau 3.1 : Tableau comparatif du nombre de zones en rupture selon la simulation avec séquence de minage et celle sans séquence pour différentes sections de la mine .....	85
Tableau 3.2 : Tableau comparatif du nombre de zones en rupture selon la simulation avec remblayage et celle sans remblayage pour différentes sections de la mine .....	93
Tableau 3.3 : Nombre de zones en rupture dans le quatrième bloc minier en fonction de l'épaisseur du troisième pilier .....	109

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Géologie de la mine Niobec .....	6
Figure 1.2 : Méthode de minage .....	7
Figure 1.3: Vue longitudinale de la mine Niobec .....	9
Figure 1.4 : Représentation polaire des l'orientation des contraintes selon les différentes campagnes de mesure.....	18
Figure 1.5 : Représentation des pôles des fractures majeures au niveau 1150 .....	21
Figure 1.6 : Représentation des pôles des fractures majeures au niveau 1450 .....	22
Figure 1.7 : Représentation des pôles des fractures majeures selon Thivierge (1979)....	24
Figure 1.8 : Stéréonet des fractures majeures selon Tremblay (1992).....	25
Figure 1.9: Courbes enveloppes des critères de rupture Mohr-Coulomb et Hoek-Brown .....	39
Figure 2.1 : Représentation en 3 dimensions des chantiers de la mine Niobec .....	46
Figure 2.2 : Modélisation du plancher du chantier 7-214-09.....	48
Figure 2.3 : Ajout du mur est dans la modélisation du chantier 7-214-09.....	48
Figure 2.4 : Ajout du mur nord dans la modélisation du chantier 7-214-09.....	49
Figure 2.5 : Ajout du mur ouest dans la modélisation du chantier 7-214-09.....	49
Figure 2.6 : Ajout du mur sud dans la modélisation du chantier 7-214-09.....	50
Figure 2.7: Ajout du toit dans la modélisation du chantier 7-214-09 .....	50
Figure 2.8 : Vue en plan de la modélisation du chantier 7-214-09 .....	51
Figure 2.9 : Vue en plan du premier bloc minier dans Autocad .....	52
Figure 2.10 : Vue en plan du premier bloc minier modélisé dans FLAC3D .....	52
Figure 2.11 : Vue en plan du deuxième bloc minier dans Autocad .....	53
Figure 2.12 : Vue en plan du deuxième bloc minier modélisé dans FLAC3D .....	53
Figure 2.13 : Vue en plan du troisième bloc minier dans Autocad.....	54

Figure 2.14 : Vue en plan du troisième bloc minier modélisé dans FLAC3D.....	54
Figure 2.15 : Vue en plan de l'ensemble du modèle.....	59
Figure 2.16 : Vue en coupe du modèle montrant la contrainte 3 influencée par l'effet de Poisson .....	60
Figure 2.17 : Vue en coupe du modèle montrant la contrainte 3 sans l'effet de Poisson	61
Figure 2.18 : Contrainte principale dans FLAC3D montrant l'orientation des concentrations (en bleu) et des relâchements de contraintes (en jaune). .....	62
Figure 2.19 : Contrainte principale dans Examine3D montrant l'orientation des concentrations de contraintes (en jaune). .....	63
Figure 2.20 : Contrainte principale dans Phases2 montrant l'orientation des concentrations (en foncé) et des relâchements de contraintes (en pale). .....	64
Figure 2.21 : Représentation graphique du facteur de sécurité pour le critère de Mohr-Coulomb.....	67
Figure 2.22 : Comparaison des courbes enveloppes de Mohr-Coulomb (en bleu) et de Hoek-Brown (en rouge) selon le logiciel Roclab dans l'espace des contraintes principales .....	68
Figure 2.23 : Section 4575 : Facteurs de sécurité selon le critère de Hoek-Brown dans Examine3D.....	69
Figure 2.24 : Section 4575 : Facteurs de sécurité selon le critère de Mohr-coulomb dans Examine3D.....	70
Figure 2.25: Facteurs de sécurité pour les contraintes naturelles dans Examine3D .....	71
Figure 2.26 : Facteurs de sécurité pour les contraintes modifiées dans Examine3D .....	72
Figure 2.27 : Section 4575 : Contrainte 1 selon Examine3D.....	74
Figure 2.28 : Section 4575 : Contrainte 1 selon FLAC3D.....	75
Figure 2.29 : Élévation -168m (550') : Contrainte $\sigma_3$ dans Examine3D .....	76
Figure 2.30 : Élévation -168m (550') : Contrainte $\sigma_3$ dans FLAC3D .....	77
Figure 2.31: Section 4575 : Zones de rupture selon FLAC3D .....	79
Figure 2.32 : Section 4575 : Facteurs de sécurité pour résolution normale .....	80
Figure 2.33 : Section 4575 : Facteurs de sécurité pour résolution améliorée .....	81

Figure 2.34 : Schéma montrant la division des éléments de FLAC <sup>3D</sup> en 4 tétraèdres .....	82
Figure 2.35 : Zones de rupture d'un chantier typique avec le maillage utilisé dans le modèle numérique .....	83
Figure 2.36 : Zones de rupture d'un chantier typique avec le maillage cinq fois plus fin que celui utilisé dans le modèle numérique .....	84
Figure 3.1 : Zones de rupture dans la section 4675 pour la simulation sans séquence ....	86
Figure 3.2 : Zones de rupture dans la section 4675 pour la simulation avec séquence ...	87
Figure 3.3 : Nom des chantiers de la section 4675 .....	88
Figure 3.4 : Zones de rupture dans la section 4625 pour la simulation sans séquence....	89
Figure 3.5 : Zones de rupture dans la section 4625 pour la simulation avec séquence ...	90
Figure 3.6 : Nom des chantiers pour la section 4625 .....	91
Figure 3.7 : Zones de rupture pour la séquence sans remblayage pour une section typique .....	93
Figure 3.8 : Zones de rupture pour la séquence avec remblayage pour une section typique .....	94
Figure 3.9 : Zones de rupture pour la séquence avec remblayage, mais le remblai non montré pour une section typique .....	95
Figure 3.10 : Zones de rupture pour la section 4575 selon la séquence sans remblayage .....	96
Figure 3.11 : Zones de rupture pour la section 4575 selon la séquence avec remblayage .....	97
Figure 3.12 : Nom des chantiers de la section 4575 .....	98
Figure 3.13 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 30m .....	101
Figure 3.14 : Vue en plan à une profondeur de 500m.....	102
Figure 3.15 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 45m .....	104
Figure 3.16 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 60m .....	105

Figure 3.17 : Histogramme comparant le facteur de sécurité pour chacune des zones pour les différentes épaisseurs de pilier .....	106
Figure 3.18 : Comparaison du nombre de zones en rupture en fonction de l'épaisseur du troisième pilier (nombre de zones total = 4425) .....	107
Figure 3.19 : Vue en plan des zones de rupture du deuxième bloc minier à une profondeur de 250m .....	110
Figure 3.20 : Vue en plan des zones de rupture du quatrième bloc minier à une profondeur de 500m .....	110

## INTRODUCTION

Le dimensionnement sécuritaire et économique des excavations souterraines, qu'elles soient des tunnels, des chantiers de mine ou toute autre excavation, est difficile à établir car plusieurs facteurs doivent être considérés. Ces facteurs incluent les paramètres de résistance de la roche et du massif rocheux, la direction et l'intensité des contraintes, l'utilisation de l'excavation, la méthode d'excavation, la présence de discontinuités dans la roche et la présence d'eau, pour ne nommer que les plus importants. N'importe lequel de ces facteurs peut changer rapidement lorsque l'on change d'endroit. Donc une excavation d'une certaine dimension peut être stable dans une partie d'une mine et ne pas l'être dans une autre située à courte distance. L'augmentation des contraintes avec la profondeur est un exemple de changement de paramètre associé au dimensionnement d'excavations dans un massif, ce problème étant particulièrement rencontré dans les exploitations minières alors que l'exploitation des chantiers progresse en profondeur. La mine Niobec à Saint-Honoré-de-Chicoutimi se trouve dans cette situation. Le présent projet a ainsi pour but d'étudier le massif rocheux de la mine Niobec afin d'en déterminer les caractéristiques mécaniques et géomécaniques pour dimensionner le pilier horizontal entre les blocs miniers 3 et 4 qui seront exploités dans les années à venir.

Les piliers horizontaux sont situés entre le toit du bloc inférieur et le plancher du bloc supérieur et sont nécessaires pour assurer la stabilité des excavations. Leur utilité première est d'absorber les contraintes latérales qui sont déviées en raison de la présence des chantiers. Les piliers horizontaux des précédents blocs à la mine Niobec

ont respectivement 90m (300 pieds)<sup>1</sup> d'épaisseur pour le pilier de surface, soit l'épaisseur de la couche de stériles, 30m (100 pieds) pour le pilier entre les blocs 1 et 2 et finalement 45m (150 pieds) pour le pilier entre les blocs 2 et 3. Cette augmentation d'épaisseur avec la profondeur a été jugée nécessaire à cause de l'augmentation des contraintes naturelles.

La littérature regorge d'articles sur la conception des piliers, mais ceux-ci traitent presque exclusivement des piliers verticaux (Iannacchione et al, 1998; Lin'kov, 2001; Maccelari et Cichowicz, 1999; Martin et Maybee, 2000; Shoerey et al., 2001; Oyler et al., 2001) . Les quelques références portant sur les piliers horizontaux traitent toutes des mines de charbons (Iannacchione et al, 1998; Murali, Shoerey et Kushwaha, 2001; Oyler, Mark, Dolinar et Frith, 2001). Il n'y a donc aucune technique directe de dimensionnement des piliers horizontaux pour les mines de roches dures. Il existe des techniques empiriques telle la méthode « Mathews-Potvin » (Mathews et al. 1981, Potvin, 1988), mais cette dernière sert à dimensionner les excavations et ne peut être appliquée que de façon ponctuelle pour déterminer l'extension de la rupture au toit de l'excavation. Il a été déterminé de tenter en premier lieu d'obtenir l'épaisseur optimale du pilier tout en conservant les dimensions des excavations dans le même ordre de grandeur, car une réduction du volume des chantiers entraîne une diminution de la rentabilité de la mine. C'est pour cette autre raison que l'approche globale que nous permettent les simulations numériques a été privilégiée. Celles-ci ont été faites à l'aide

---

<sup>1</sup> Le système d'unité international (SI) sera privilégié dans ce rapport, mais comme la mine Niobec utilise le système d'unité impérial, les deux seront utilisés.

du logiciel FLAC<sup>3D</sup> d'Itasca. Pour obtenir les paramètres requis dans le modèle numérique, une caractérisation du massif rocheux a été effectuée à l'été 2000, consistant en un relevé de discontinuités géologiques sur les niveaux 1150 et 1400, d'essais en laboratoire ainsi qu'une campagne de mesure de contraintes in situ. Les données obtenues ont ensuite permis de faire une classification géomécanique du massif selon les cotes RMR et Q. L'objectif de cette classification est de permettre l'extrapolation des propriétés de résistance et de déformabilité à l'échelle du massif. Cette extrapolation a été faite à l'aide du logiciel, Roclab, distribué par Rocscience. La mine a ensuite été modélisée à l'aide de FLAC<sup>3D</sup> à partir des plans des 3 premiers blocs. Des analyses ont été effectuées pour valider le modèle en comparant les résultats obtenus avec ceux d'un autre logiciel de modélisation numérique, Examine3D, basé sur une autre méthode mathématique. Suite à cette validation, différents scénarii ont été simulés. Ces scénarii étaient :

- Utiliser une épaisseur de pilier identique entre les blocs 3 et 4 que celle utilisée pour les blocs 2 et 3, soit 45m (150 pieds),
- Maintenir le même dimensionnement que le pilier entre les niveaux 2 et 3, mais avec remblayage des chantiers pour en vérifier l'utilité,
- Augmenter l'épaisseur du pilier à 60m (200 pieds).

Les résultats sont ensuite discutés et une comparaison avec des résultats obtenus par d'autres méthodes est faite.

## CHAPITRE 1 : CARACTÉRISATION DE SITE

### 1.1 Historique de la mine Niobec

La mine Niobec est située à Saint-Honoré-de-Chicoutimi dans la région du Saguenay au Québec. La mine exploite un gisement de niobium. Au début de ce projet de recherche, soit en l'an 2000, la mine était la propriété à part égale de Teck Corporation et de Cambior. Teck a depuis vendu sa participation à la compagnie de minéraux industriels Mazarin. Le gisement a été découvert en 1967 par la SOQUEM. En 1970, Teck est devenu partenaire; par la suite, du forage d'exploration et de définition y a été effectué. La construction de la mine a débuté en 1974 et l'extraction du premier chantier a été effectuée en 1976. La production a été augmentée une première fois en 1979 de 30% et une seconde fois en 2000 de 40%. Aujourd'hui, la mine hisse environ 3000 tonnes de minerai par jour à une teneur moyenne de 0,66% de  $\text{Nb}_2\text{O}_5$ . Les réserves actuelles permettent de prévoir l'exploitation de la mine pendant encore une vingtaine d'années.

#### 1.1.1 Le niobium

Le niobium est un élément relativement rare et Niobec est l'un des trois principaux producteurs dans le monde, le seul en Amérique du Nord et le seul en souterrain, avec une part de marché d'environ 15%. Un complexe métallurgique situé sur le site de la mine comprenant un concentrateur et un convertisseur, permet d'obtenir du ferroniobium comme produit final qui contient 65% de Nb. Ce produit fini est principalement vendu à des fonderies et des producteurs d'acier à travers le monde tel

Steelco, British Steel et Nippon Steel. Les alliages d'acier comptent pour 90% de la consommation de niobium. Ces alliages ont des propriétés de résistance mécanique, thermique et chimique supérieurs aux aciers conventionnels. Ces aciers sont surtout utilisés dans les moteurs d'avions, dans le secteur automobile, dans les pipelines et pour la construction de ponts.

### **1.1.2 La mine Niobec**

Le gisement mesure environ 600m par 800m et est composé de diverses carbonatites, en majorité de la dolomite et de la calcite. Le niobium est présent dans le pyrochlore et dans la columbite qui sont disséminés à travers le gisement. Les zones de minéralisation économique sont des lentilles subverticales irrégulières d'orientation est-ouest. La figure 1.1 montre la géologie et les différentes zones du gisement de la mine Niobec.

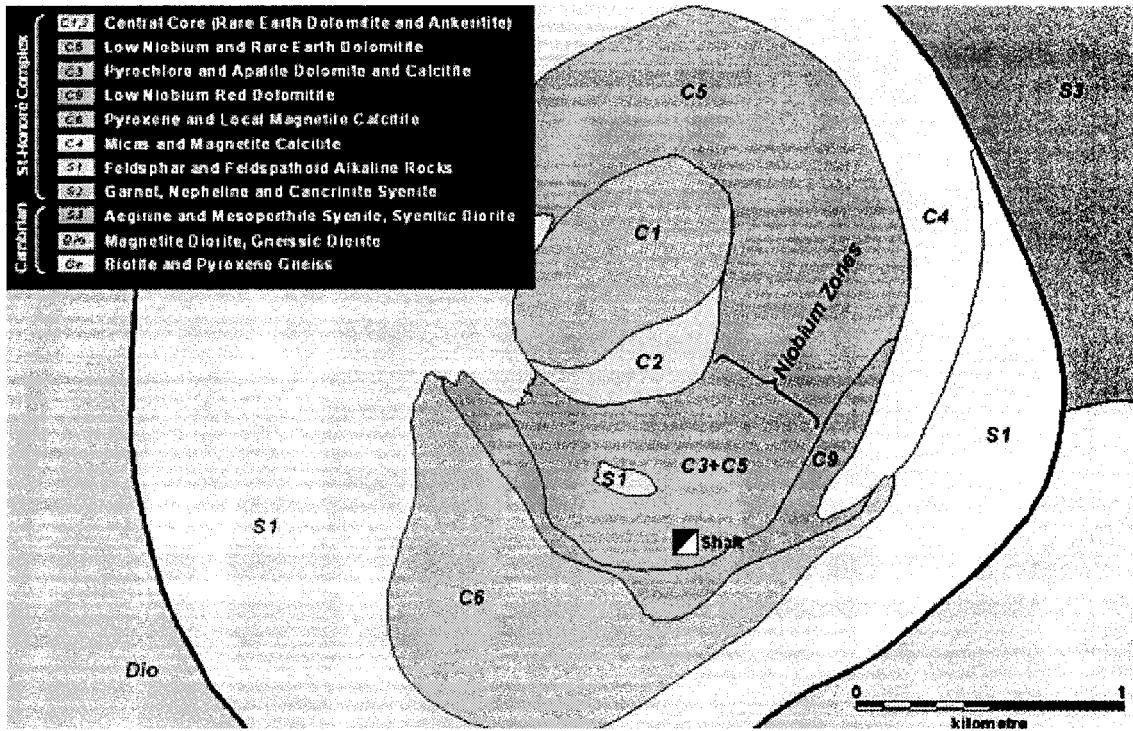


Figure 1.1 : Géologie de la mine Niobec (d'après Dufresne, 2001)

Le minage se fait selon la méthode des chambres ouvertes avec des longs trous d'un diamètre de 165mm (6,5 pouces) et des chantiers de 45m (150 pieds) de profondeur, 25m (80 pieds) à 30m (100 pieds) de largeur et d'une hauteur de 90m (300 pieds). La figure 1.2 schématise un chantier typique.

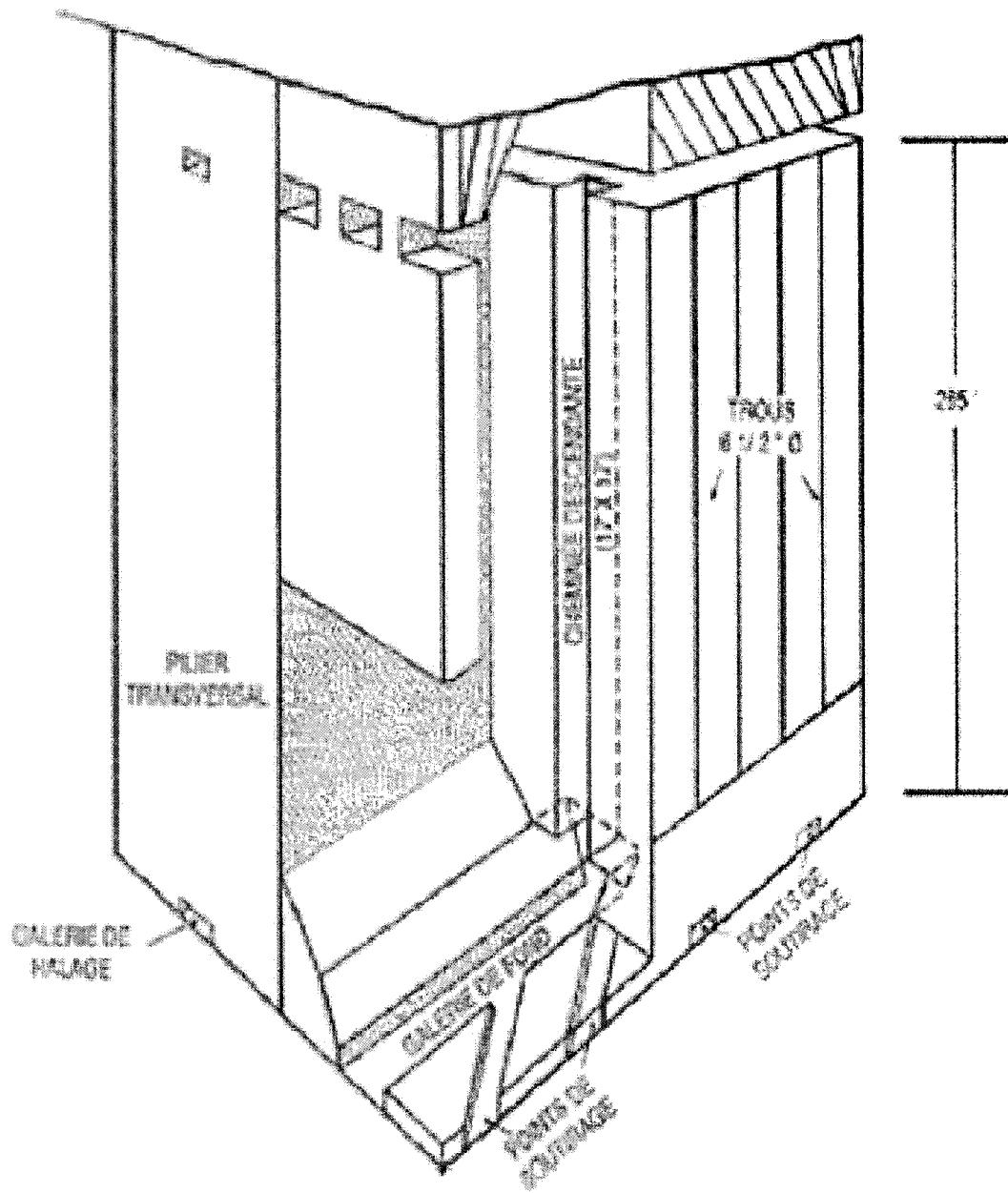


Figure 1.2 : Méthode de minage (d'après Dufresne, 2001)

La séquence de minage fait intervenir des chantiers primaires et secondaires, ce qui mène à la création d'excavations pouvant avoir jusqu'à 200m de largeur. Aucun remblai n'est utilisé, mais des piliers horizontaux et verticaux sont laissés en place pour assurer la stabilité. Présentement, la mine comporte 3 blocs miniers et 8 niveaux. Le premier bloc est situé entre 90m (300 pieds) et 180m (600 pieds) de profondeur, le second entre 210m (700 pieds) et 305m (1000 pieds) de profondeur et le troisième entre 350m (1150 pieds) et 440m (1450 pieds) de profondeur (voir figure 1.3). L'ouverture d'un quatrième bloc est prévu pour 2007 et est indiqué en bleu sur la figure 1.3. On peut y voir que l'épaisseur prévue du pilier entre les blocs 3 et 4 est de 60m (200 pieds).

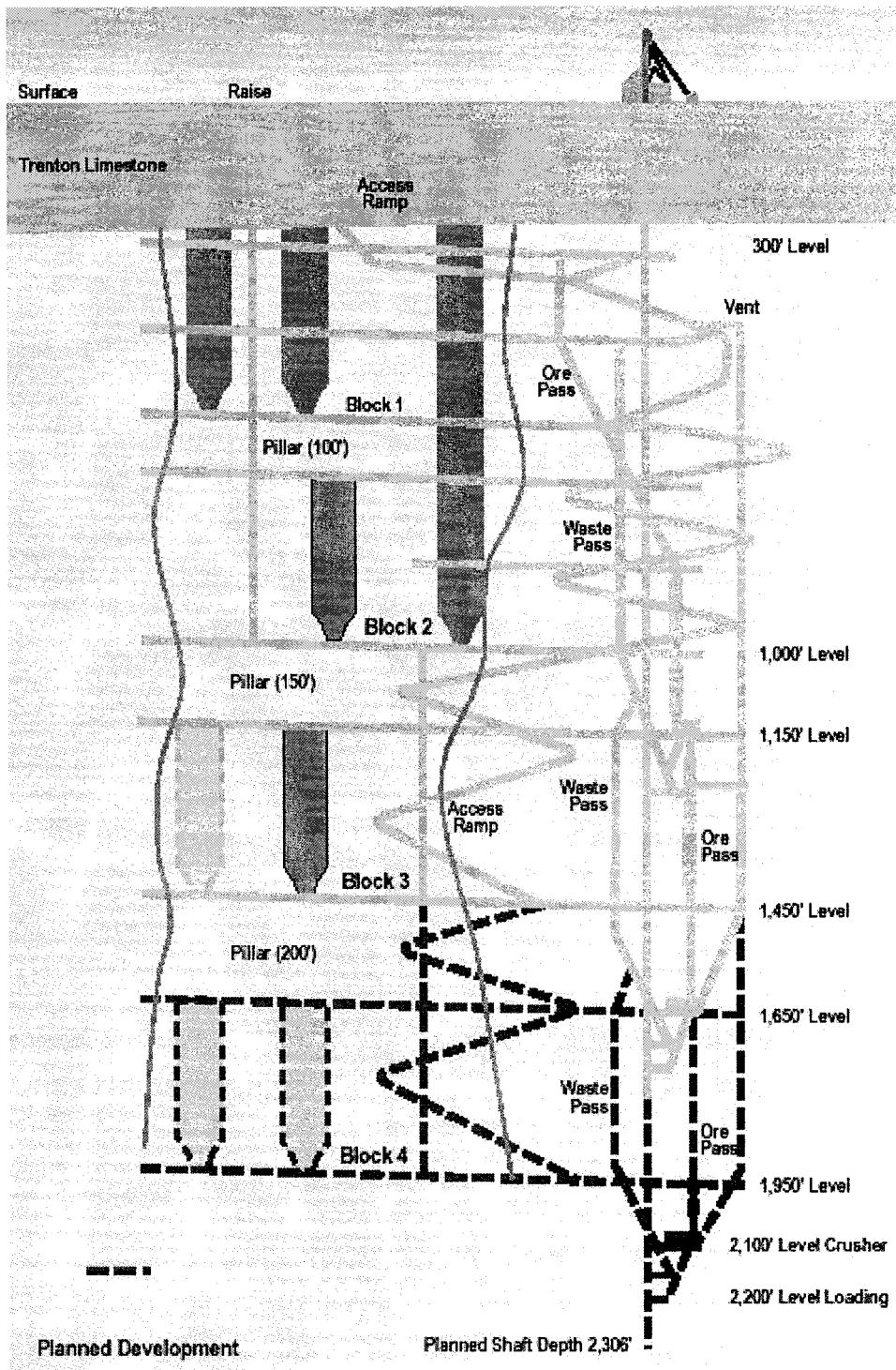


Figure 1.3: Vue longitudinale de la mine Niobec (d'après Dufresne, 2001)

## 1.2 Caractérisation géomécanique

Afin de disposer des informations nécessaires à l'étude de stabilité des chantiers, certains paramètres ont été mesurés sur le terrain ou en laboratoire. L'analyse de ces données a permis de faire une classification géomécanique du modèle et d'obtenir les paramètres nécessaires pour la modélisation numérique.

### 1.2.1 Mesures de contraintes in situ

Deux campagnes de mesure des contraintes in situ ont été effectuées sur la propriété de la mine. La première a été effectuée en 1986 par le laboratoire CANMET (Arjang, 1986) et la seconde en 2000 par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique (Corthésy, 2000) dans le cadre du projet actuel.

#### 1.2.1.1 Étude de CANMET (Arjang, 1986)

La campagne menée par le centre de recherche CANMET a été effectuée dans le cadre d'un projet d'étude de stabilité initié en 1985. Celui-ci avait pour but d'estimer la stabilité des excavations existantes pour déterminer une séquence de minage permettant le retrait des piliers horizontaux et verticaux de la mine Niobec. Beaucoup d'informations ont été compilées à partir de campagnes d'investigation de site et d'essais en laboratoire pour permettre de faire une modélisation numérique. Les neuf mesures de cette campagne ont été effectuées aux niveaux 850 et 1000 en décembre 1986, le trou #1 étant situé dans la galerie 10-GA-1 au niveau 1000, le trou #2 dans la

galerie 8-GA-12 près du chantier miné 8-203-13 au niveau 850 et le trou #3 dans la galerie menant au chantier 8-203-15, à 30 m à l'ouest du trou #2.

Deux méthodes ont été utilisées pour obtenir les résultats. Dans un premier temps, cinq mesures ont été effectuées avec des cellules triaxiales de type CSIRO (Blackwood, 1976) et trois mesures avec des cellules triaxiales CSIR (Leeman, 1969) dans trois trous différents. Deux essais CSIRO ont été effectués dans le trou #1, un dans le trou #2 et deux dans le trou #3. Trois essais CSIR ont aussi été réalisés dans le trou #2. Les deux méthodes utilisent le même principe de surcarottage et mesurent la déformation des parois du trou de forage. Dans les deux cas, un trou de 144 mm a été foré jusqu'à 45 cm de la profondeur voulue. Ce trou est ensuite foré sur les 45 derniers centimètres avec un diamètre de 38mm. Dans le cas de la cellule CSIR, celle-ci comporte trois rosettes comportant quatre jauge chacune et placées sur des pistons rétractables. La cellule est placée au centre du trou de plus petit diamètre où de l'air comprimé est utilisé pour sortir les pistons et ainsi coller les rosettes à la paroi du trou. Une lecture initiale des jauge est alors effectuée. Un surcarottage est ensuite fait pour libérer les contraintes autour de la cellule et une autre lecture est faite lorsque la carotte est récupérée. La différence entre les douze lectures obtenues avant et après le surcarottage permettent d'obtenir en utilisant les facteurs de concentration de contraintes autour du trou instrumenté ainsi que les relations contrainte-déformation, le tenseur de contrainte en trois dimensions. Pour ce qui est de la cellule CSIRO, celle-ci est faite d'un cylindre creux à l'intérieure duquel sont placées neuf jauge, soit 3 rosettes de 3 jauge chacune. La procédure de forage du

trou est la même que pour la cellule CSIR. La cellule est collée dans le trou et permet la prise de données en continu pendant le surcarottage grâce à un câble passant dans les tiges de forage. Tout comme la cellule CSIR, une seule mesure permet d'obtenir le tenseur de contrainte en 3 dimensions.

Chaque mesure a donné un tenseur de contrainte avec les valeurs de  $\sigma_{N-S}$ ,  $\sigma_{E-W}$ ,  $\sigma_V$ ,  $\tau_{N-S/EW}$ ,  $\tau_{E-W/V}$  et  $\tau_{V/N-S}$ . Comme pour chaque mesure avec la cellule CSIR, 12 équations reliant le tenseur de contraintes au tenseur de déformation sont disponibles avec les cellules CSIRO. De ces 12 équations, 6 sont indépendantes et la méthode des moindres carrés permet de trouver le tenseur de contraintes qui minimise l'erreur entre les déformations calculées et les déformations mesurées. La même approche est utilisée pour les neuf équations obtenues des mesures avec la cellule CSIRO. Les résultats des contraintes obtenues pour chaque mesure sont donnés dans le tableau 1.1 et les contraintes principales sont présentés dans le tableau 1.2.

**Tableau 1.1 : Résultats des contraintes mesurées dans chaque trou selon CANMET (1986)**

Localisation (pieds)	Trou	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-W}$ (MPa)	$\sigma_V$ (MPa)	$\tau_{N-S/EW}$ (MPa)	$\tau_{E-W/V}$ (MPa)	$\tau_{V/N-S}$ (MPa)
850	N2-1	5,64	3,45	-0,07	3,74	-1,15	-1,64
	N2-2	17,15	13,92	20,31	-1,17	1,16	-3,38
	N2-3	16,72	7,7	23,30	-6,46	3,45	-4,78
	N2-4	12,02	10,91	8,52	0,42	1,10	0,21
	N3-1	12,37	8,05	4,60	4,58	-0,47	-0,58
	N3-2	16,77	10,06	5,50	8,23	-1,49	-3,17
1000	N1-1	8,21	19,4	7,30	-2,32	0,22	-0,53
	N1-2	7,17	22,17	9,43	-0,12	1,11	0,02

**Tableau 1.2 : Résultats des contraintes principales selon CANMET (1986)**

Localisation (pieds)	Trou	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
		contrainte (MPa)	azimut °	plongée °	contrainte (MPa)	azimut °	plongée °	contrainte (MPa)	azimut °	plongée °
850	N2-2	22,76	064	08	15,10	156	15	13,53	308	73
	N2-3	27,76	064	15	15,70	160	21	4,26	301	64
	N2-4	12,30	314	24	11,10	083	54	8,10	212	24
	N3-1	15,32	212	04	5,15	303	08	4,55	276	-81
	N3-2	23,00	214	11	5,20	110	50	4,12	132	-37
1000	N1-1	19,85	281	-02	8,05	012	-32	7,00	009	58
	N1-2	22,26	270	-05	9,35	280	85	7,17	180	01

Certaines erreurs et problèmes de manipulation ont pu altérer les résultats. En effet, une mesure CSIRO au complet a dû être rejetée en raison du décollement de la cellule et un autre contenait des bulles d'air dans la colle, ce qui a pu modifier les résultats. La colle a aussi causé des problèmes lors d'un essai CSIR, ce qui a rendu certaines données inutilisables. Ensuite, le trou #3 situé au niveau 850 a dû être abandonné car la région était trop fracturée pour obtenir des résultats valables. Aussi, certaines données dans le rapport semblent avoir été modifiées car  $\sigma_{E-W}$  a été interverti avec  $\sigma_V$  dans les mesures N2-2 et N2-3 pour le calcul des composantes des contraintes. Le plus gros problème réside cependant dans la localisation du trou #2 qui est situé dans la zone d'influence du chantier 8-203-13 et qui risque d'affecter la valeur des contraintes.

### **1.2.1.2 Étude du laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal**

La campagne de mesure des contraintes menée par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique a été effectuée dans le cadre d'un projet visant à déterminer les paramètres de minage du troisième bloc minier. Ces mesures ont été effectuées du 16 au 19 mai 2000 par une équipe dirigée par Robert Corthésy. Au total, neuf essais, dont six réussis, ont été réalisés dans trois trous situés dans la galerie 14-GA-1 au niveau 1450, loin de tout chantier miné pouvant affecter les résultats.

Lors de cette campagne, la méthode du « doorstopper » (Leeman, 1969), plus précisément de la méthode dite modifiée (Gill et al., 1987) a été utilisée. Cette technique est semblable à celle de la cellule du CSIR, mais permet l'obtention des déformations en fond de trou au lieu des parois. Pour ce faire, trois trous de diamètre NQ ont été forés en éventail convergent. Le fond des trous a été poli pour permettre de coller la cellule contenant une rosette à quatre jauge. Un prolongement de trou de 15 cm a ensuite été réalisé pour libérer les contraintes autour de la cellule avec un carottier de dimension NX. Cette méthode modifiée permet la lecture en continu des déformations, mais nécessite trois mesures dans trois trous d'orientations différentes pour obtenir le tenseur de contrainte en trois dimensions.

Les résultats obtenus lors des six mesures réussies ont servi à déterminer le tenseur de contraintes en 3 dimensions par moindres carrés. Le tableau 1.3 montre les contraintes mesurées dans le référentiel Nord-Est-Vertical et le tableau 1.4 les contraintes principales ainsi obtenues.

**Tableau 1.3 : Résultats des contraintes mesurées selon Polytechnique (2000)**

Profondeur (pieds)	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-W}$ (MPa)	$\sigma_V$ (MPa)	$T_{NS/EW}$ (MPa)	$T_{EW/V}$ (MPa)	$T_{V/NS}$ (MPa)
1450	21,6	21,2	11,8	8,1	-3,3	1,5

**Tableau 1.4 : Résultats des contraintes principales selon Polytechnique (2000)**

Profondeur (pieds)	$\sigma_1$ (MPa)	contrainte azimut plongée	$\sigma_2$ (MPa)	contrainte azimut plongée	$\sigma_3$ (MPa)	contrainte azimut plongée
1450	29,5	225 °	16,0 -04	138 38	9,1 51	310 °

Lors de cette campagne, certains problèmes ont été relevés lors de l'exécution des mesures. Premièrement, la colle utilisée a fait défaut dans 2 essais dans le troisième trou et un troisième essai dans ce trou n'est pas fiable en raison du décollement de la cellule. Un autre essai dans le trou 14\_3 a échoué en raison d'un problème de communication entre le système d'acquisition de données et l'ordinateur. La foreuse utilisée a aussi occasionné des problèmes car il était difficile d'en contrôler la rotation et le taux d'avancement, ce qui produit des courbes de récupération irrégulières mais utilisables.

### 1.2.1.3 Comparaison des deux campagnes de mesure

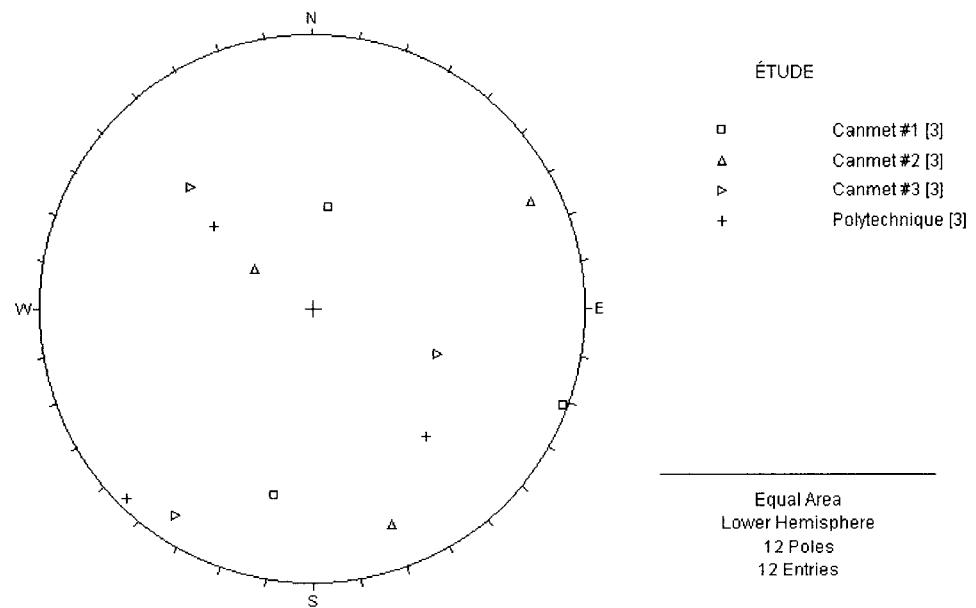
Les résultats obtenus dans les deux campagnes donnent des résultats relativement comparables. Pour pouvoir bien comparer ces résultats, il faut observer les gradients de chacune des campagnes car les mesures n'ont pas été effectuées à la même profondeur. Les gradients obtenus suite aux mesures de Polytechnique autant au niveau horizontal que vertical sont presque identiques à ceux obtenus par CANMET au niveau 1000, soit 0,0267 MPa/m pour le gradient vertical et 0,0484 MPa/m pour le gradient horizontal moyen selon Polytechnique comparativement à 0,0274 MPa/m et 0,0466 MPa/m pour CANMET. Par contre, il y a une bonne différence avec ceux obtenus au niveau 850, mais comme il a été mentionné auparavant, les mesures effectuées à ce niveau ont pu être influencées par des chantiers à proximité. Pour ce qui est de l'orientation des contraintes principales, celles-ci sont passablement différentes, mais l'angle de plongée est relativement semblable,  $\sigma_1$  étant sub-horizontal,  $\sigma_2$  aux environs de 35° et  $\sigma_3$  ayant un angle d'un peu plus de 50°. On peut donc voir que les mesures obtenues par CANMET sont relativement inconsistantes, autant au niveau des contraintes que de leur orientation.

**Tableau 1.5 : Comparaison des résultats pour les contraintes principales**

	CANMET			POLYTECHNIQUE
	Trou #1	Trou #2	Trou #3	
Profondeur (pieds)	1000	850	850	1450
Contraintes principales (MPa)				
Sigma 1	19,85	25,3	23	29,5
Sigma 2	8,05	15,4	5,2	16
Sigma 3	7,19	8,9	4,1	9,1
Orientation des contraintes principales				
Sigma 1				
azimut	111°	064°	214°	45°
plongée	02°	12°	11°	-04°
Sigma 2				
azimut	192°	160°	110°	138°
plongée	32°	18°	50°	38°
Sigma 3				
azimut	009°	305°	315°	310°
plongée	58°	69°	37°	51°

**Tableau 1.6 : Comparaison des paramètres des tenseurs obtenus**

	CANMET			POLYTECHNIQUE
	Trou #1	Trou #2	Trou #3	
Profondeur (pieds)	1000	850	850	1450
Contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) (MPa)	8,4	10,0	5,1	11,8
Contrainte horizontale moyenne ( $\sigma_{Ha}$ ) (MPa)	14,2	16,7	11,8	21,4
Rapport contrainte horizontale moyenne / contrainte verticale ( $\sigma_{Ha} / \sigma_v$ )	1,7	1,7	2,3	1,8
Gradient vertical moyen (MPa / m)	0,0274	0,0386	0,0194	0,0267
Gradient horizontal moyen (MPa / m)	0,0466	0,0642	0,0454	0,0484



**Figure 1.4 : Représentation polaire des l'orientation des contraintes selon les différentes campagnes de mesure**

## 1.2.2 Relevés de discontinuités

Cette section présente les résultats de trois études sur les discontinuités géologiques effectuées à la mine Niobec. La première a été faite par Thivierge (1979) aux niveaux 300, 450 et 600, la seconde par Tremblay (1992) aux niveaux 700 et 1000 et la dernière par Frenette (2000) aux niveaux 1150 et 1450. Une description des résultats lors de la dernière étude précédera la comparaison.

### 1.2.2.1 Niveau 1150

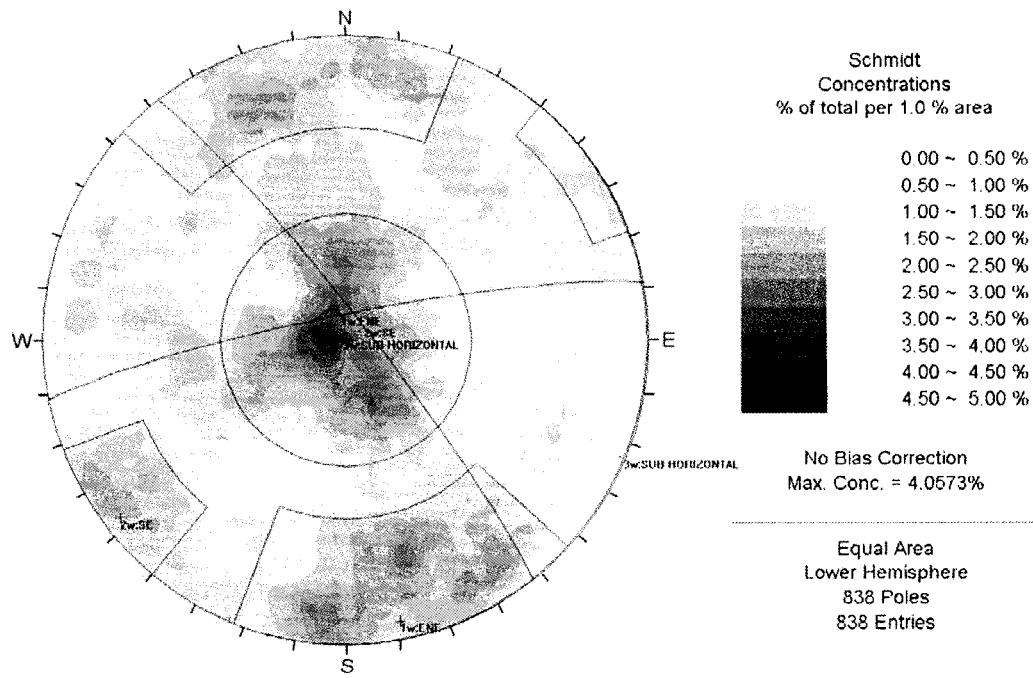
La méthode utilisée pour répertorier les données est celle de la ligne de relevé (scanline) selon une méthodologie proposée par Priest (1993). En tout, 5119 joints ont été observés, dont 838 majeurs (longueur  $> 1,5\text{m}$ ) sur 36 traverses totalisant environ 740m le long des galeries 11-GA-1 et 11-GA-16 de même que dans le chantier 11-203-15. L'espacement moyen apparent des discontinuités majeures y est de 0,88m. En plus de l'orientation, la longueur, le type de terminaison à chaque extrémité, la rugosité et des commentaires ont été relevés pour chaque fracture. Ces données ont ensuite été utilisées avec le logiciel Dips, distribué par Rocscience, pour faire une représentation graphique des résultats (voir figure 1.5). Une représentation polaire à projection à aire égale, soit une représentation Lambert polaire, avec une distribution de Schmidt, a été faite pour pouvoir être comparée aux études antérieures. La correction de Terzaghi est appliquée aux résultats pour compenser l'effet de biais négatif sur les discontinuités dont les traces

ne sont pas perpendiculaires à la ligne de relevé. La convention direction de pendage / pendage est utilisée pour présenter les résultats.

Il est ainsi possible de déterminer trois familles. La plus importante est subverticale et d'orientation moyenne nord-est/sud-ouest à 258°/84°. On peut voir quand même une grande dispersion dans les valeurs de pendage donnant des concentrations plus élevées pour les plans 239°/77°, 255°/61°, 274°/80° et 080°/69°. La seconde est subhorizontale mais sans orientation précise. Dans l'ensemble, le plan est d'orientation 023°/01°, mais la plus forte concentration donne un plan à 354°/06°. La dernière famille est considérée comme mineure car elle représente moins de 10% de toutes les discontinuités rencontrées et est subverticale d'orientation nord-ouest/sud-est à 323°/82°. Les deux familles subverticales montrent des joints fermés et rugueux tandis que la famille subhorizontale montre parfois un remplissage mou.

**Tableau 1.7 : Orientation des familles observées au niveau 1150**

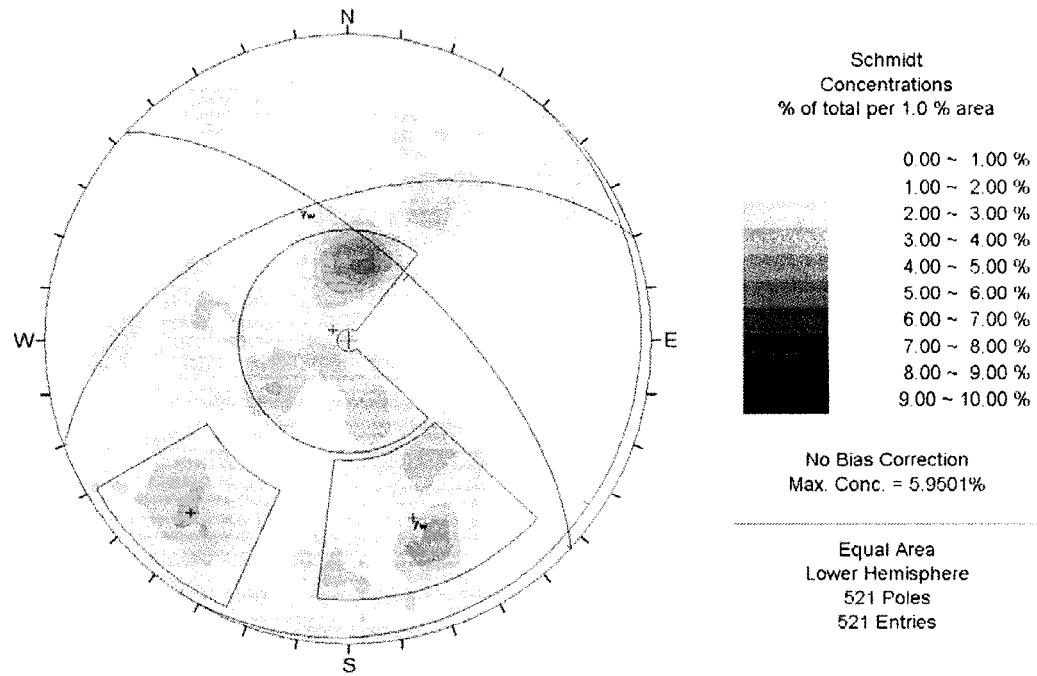
	<b>Famille 1</b>	<b>Famille 2</b>	<b>Famille 3</b>
Orientation	ENE-OSO	subhorizontale	NO-SE
Direction	258°	354°	323°
Pendage	84°	6°	82°
Indice de dispersion K	9,3	16,1	38,3
Nombre de joints (838 au total)	263	231	59
Pourcentage (%)	31,4	27,6	7,0
Espacement moyen (m)	2,8	3,2	12,5



**Figure 1.5 : Représentation des pôles des fractures majeures au niveau 1150**

### 1.2.2.2 Niveau 1450

La méthode utilisée et les catégories de renseignements répertoriés sont les mêmes qu'au niveau 1150. En tout, 2369 joints ont été observés, dont 521 majeurs sur 24 traverses totalisant 630m. L'espacement moyen apparent des diaclases majeures est de 1,2m. Ces données ont ensuite été analysées à l'aide du logiciel Dips pour obtenir la représentation polaires des plans (voir figure 1.6).



**Figure 1.6 : Représentation des pôles des fractures majeures au niveau 1450**

Il est ainsi possible de déterminer trois familles. La plus importante est subverticale et d'orientation nord-est/sud-ouest à  $254^\circ/64^\circ$ . On peut voir que la dispersion pour cette famille est moindre qu'au niveau 1150. La seconde est subhorizontale, mais avec très peu de discontinuités vraiment horizontales. L'orientation moyenne est de  $039^\circ/05^\circ$  avec une plus forte concentration montrant un plan à  $095^\circ/22^\circ$ . La dernière famille est subverticale d'orientation nord-ouest/sud-est à  $313^\circ/67^\circ$ . Elle est plus importante qu'au niveau 1150 et est presque rendue aussi importante que l'autre famille sub-verticale. Tout comme au niveau 1150, les deux familles subverticales montrent des joints fermés et rugueux tandis que la famille subhorizontale montre parfois un remplissage mou.

**Tableau 1.8 : Orientation des familles observées au niveau 1450**

	<b>Famille 1</b>	<b>Famille 2</b>	<b>Famille 3</b>
Orientation	ENE-OSO	subhorizontale	NO-SE
Direction	254°	39°	313°
Pendage	64°	5°	67°
Indice de dispersion K	24,4	16,5	28,0
Nombre de joint (521 au total)	80	115	72
Pourcentage (%)	15,4	22,1	13,8
Espacement moyen (m)	7,2	5,3	8,75

### 1.2.2.3 Comparaison

Le premier élément de comparaison réside dans l'observation des calques de chacune des études. Ceux-ci ont certaines ressemblances qui se reflètent dans la caractérisation des familles. La représentation des poles de l'étude de Thivierge (1979) peut être observée à la figure 1.7, celle de Tremblay (1992) à la figure 1.8 et celles de la dernière étude ont déjà été vues aux figures 1.5 et 1.6.



Figure 1.7 : Représentation des pôles des fractures majeures selon Thivierge (1979)

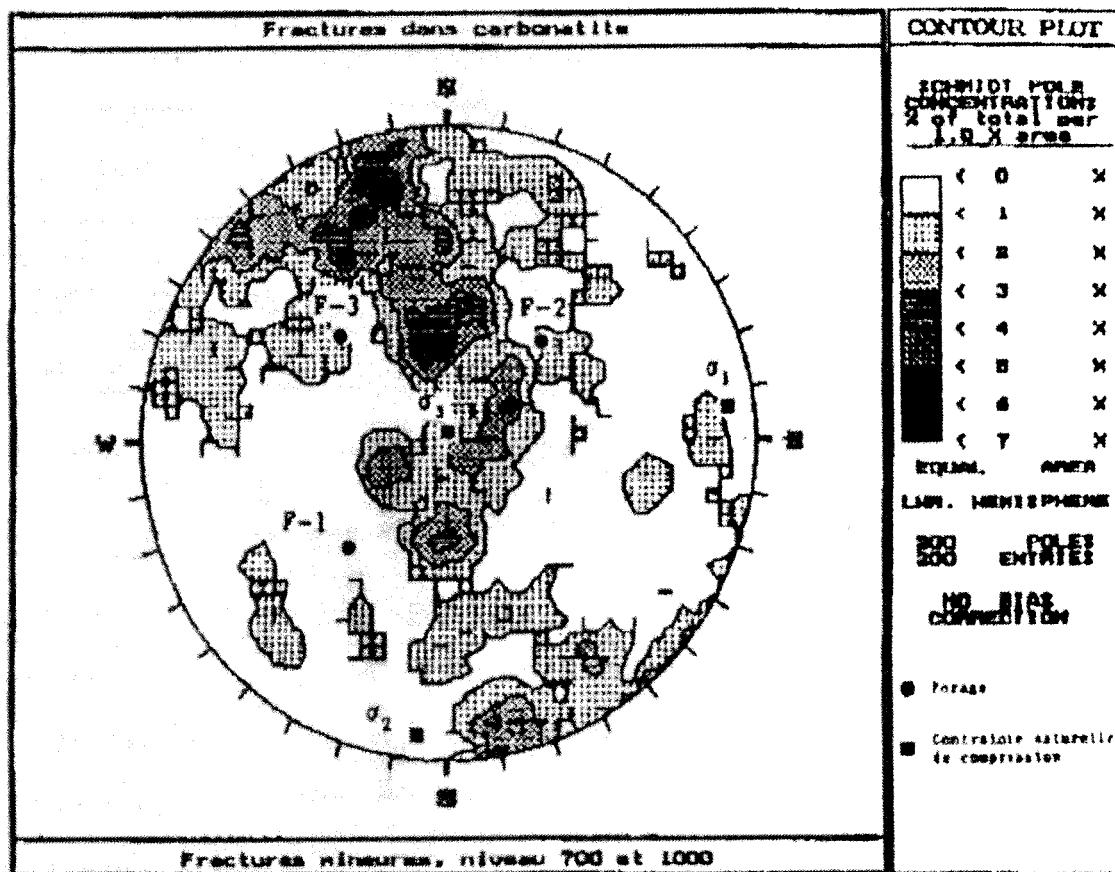


Figure 1.8 : Représentation polaire des fractures majeures selon Tremblay (1992)

Les données obtenues lors des trois études sont concordantes dans la mesure où chacune identifie les deux familles majeures avec des orientations semblables. Ainsi pour la famille subhorizontale, celle-ci est identifiée par Thivierge (1979) comme n'ayant pas d'orientation préférentielle et un pendage variant entre  $0^\circ$  et  $40^\circ$ . Tremblay (1992) évalue cette famille à  $186^\circ/08^\circ$ , mais il y a encore beaucoup de dispersion des pôles autour de pendage horizontal, ce qui fausse quelque peu ce résultat. Au niveau 1150, cette famille est encore présente avec un pendage variant entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$  et une grande dispersion pour l'orientation. Le niveau 1450 montre aussi une famille subhorizontale

avec une dispersion des pôles autour de l'horizontale sauf pour les plans entre  $138^\circ$  et  $212^\circ$  où très peu de pôles sont répertoriés. Il y a cependant une concentration plus élevée pour le plan à  $095^\circ/22^\circ$  (58 pôles / 521 au total).

Pour la famille subverticale d'orientation nord-est/sud-ouest, celle-ci est observée par Thivierge (1979) comme ayant une orientation à  $45^\circ$  avec un pendage variable. L'étude de Tremblay (1992) divise cette famille en deux, une famille majeure ayant un pendage intermédiaire et une famille mineure subverticale. La majeure est à  $070^\circ/51^\circ$  tandis que la subverticale semble montrer deux orientations préférentielles, une est-ouest, l'autre nord-sud. À partir du niveau 1150, cette famille devient la plus importante et son orientation est  $258^\circ/84^\circ$ . On peut voir par son pôle d'orientation préférentielle que celle-ci a changé de pendage, passant d'une normale vers le sud-est à une normale vers le nord-ouest, mais très près de la verticale. Au niveau 1450, l'orientation est presque la même qu'au niveau 1150 et le mouvement du pendage de cette famille continu dans le même sens, étant rendu à  $60^\circ$ . Ceci laisse croire que cette famille serait ondulée sur une très longue échelle, ayant une normale vers le nord-ouest au niveau 1450, passant par la verticale au niveau 1150 et faisant face au sud-est dans les niveaux supérieurs.

Une troisième famille commence à être visible à partir du niveau 1000 et devient plus importante aux niveaux inférieurs. Celle-ci est encore une famille mineure au niveau 1150 avec une orientation à  $323^\circ/82^\circ$ . Elle devient cependant majeure au niveau 1450 et son pendage diminue un peu avec une orientation de  $313^\circ/67^\circ$ .

**Tableau 1.9 : Comparaison de l'orientation des familles selon les trois études**

Étude		Thivierge (1979)	Tremblay (1992)	Frenette (2000)
Niveaux		300 à 600	700 et 1000	1150      1450
Famille				
subhorizontale	Direction	variable	186°	variable      variable
	Pendage	0°-40°	08°	0°-30°      0°-30°
NE/SO	Direction	45°	70°	258°      254°
	Pendage	variable	51°	84°      64°
NE/SO mineure	Direction	X	0°-90°	X      X
	Pendage		70°-90°	
NO/SE	Direction	X	Très mineure, non considérée	323°      313°
	Pendage			82°      67°

#### 1.2.2.4 Instabilités structurales

Le potentiel d'instabilité structurale a été mesuré à l'aide des représentations stéréographiques de la dernière étude. Pour les niveaux 1150 et 1450, le potentiel a été mesuré pour cinq cas, soit aux épontes Nord, Sud, Est et Ouest ainsi qu'au toit. Il en ressort pour les deux niveaux qu'il y a possibilité de glissement selon la troisième famille de discontinuité (orientation NO-SE) au mur Ouest ainsi qu'une possibilité de glissement sur l'arête de l'intersection de la première famille (orientation ENE-OSO) et de la troisième famille (orientation NO-SE) au mur Sud. Cependant, en raison du fait que la résistance des joints n'a pas été mesurée, il n'est pas possible d'obtenir un facteur de sécurité pour ces situations.

### **1.2.3 Essais en laboratoire**

Des essais de laboratoire ont été exécutés sur des échantillons de roche provenant de la mine Niobec. En tout, dix-sept (17) essais de compression simple, dix-sept (17) essais de compression diamétrale et six (6) essais de compression triaxiale ont été exécutés. D'autres essais permettant de caractériser la déformabilité de la roche ont aussi été menés lors de campagne de mesure des contraintes *in situ*. L'ensemble de ces essais a permis d'obtenir les paramètres menant à l'élaboration de la classification géomécanique nécessaire pour déterminer les paramètres requis dans les simulations numériques.

#### **1.2.3.1 Essais de compression simple**

En tout, dix-sept essais ont été réalisés selon la norme ASTM D-2938-86 à l'aide d'une presse hydraulique de 1,78MN avec un taux de chargement de 22,5 kN par minute. Le tableau 1.10 montre les résultats obtenus.

On peut voir que deux essais, soit C32\_A et C32\_B montrent des résultats beaucoup plus élevés que les autres échantillons. Ceci est dû au fait que ces échantillons proviennent d'un type de roche différent, rencontré en particulier au centre du gisement. Bien que de ne pas tenir compte de ceux-ci dans l'obtention de la moyenne serait justifiable en raison de l'augmentation du facteur de sécurité, il a été décidé de les utiliser pour essayer de représenter le plus fidèlement possible toutes les conditions présentes à la mine. En ne tenant pas compte des essais ratés, soit ceux ayant un type de

rupture mixte ou sur un plan structural, la résistance en compression uniaxiale ( $C_0$ ) moyenne est de 128 MPa, l'écart-type (s) est de 64 MPa, le coefficient de variation ( $C_v$ ) est de 50% et l'indice de précision (p) est de 2, ce qui correspond à une erreur relative de 33%. Les valeurs de l'écart-type, du coefficient de variation et de l'indice de précision sont élevées en raison des deux mesures plus élevées mentionnées car sinon la valeur de l'écart-type serait de 24 MPa, celle du coefficient de variation de 23% et celle de l'indice de précision de 1,3, ce qui correspond à une erreur relative de 13%.

**Tableau 1.10 : Résultats des essais de compression uniaxiale**

Carotte	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Élancement	$C_0$ (MPa)	$C_0$ corrigé (MPa)	Type de rupture
C32_A	95,48	46,82	2,04	290,91	290,91	Roche intacte
C32_B	93,39	46,94	1,99	246,14	245,98	Roche intacte
C33_A	99,37	46,30	2,14	76,91	76,91	Mixte
C33_B	97,22	47,06	2,07	118,44	118,44	Roche intacte
C2_A	94,49	45,57	2,07	79,00	79,00	Roche intacte
C2_B	98,37	47,35	2,08	96,62	96,62	Roche intacte
C2_C	91,80	45,95	2,00	82,30	82,30	Roche intacte
C4_A	97,53	47,35	2,06	112,60	112,60	Roche intacte
C4_B	94,94	46,45	2,04	74,43	74,43	Roche intacte
C4_C	92,46	46,33	2,00	90,15	90,15	Mixte
C4_D	93,85	46,23	2,03	96,21	96,21	Roche intacte
C4_E	96,64	45,89	2,11	99,67	99,67	Roche intacte
C1_A	95,60	45,75	2,09	66,89	66,89	Plan structural
C1_B	97,56	46,53	2,10	140,63	140,63	Roche intacte
C1_C	92,75	45,40	2,04	83,79	83,79	Roche intacte
C1_D	94,89	44,80	2,12	117,54	117,54	Roche intacte
C1_E	97,05	46,80	2,07	150,84	150,84	Roche intacte

### 1.2.3.2 Essais de compression diamétrale

Dix-sept essais de compression diamétrale (essai de type brésilien) ont été exécutés sur différents types de roches. Ces essais ont été effectués selon les recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1981) à l'aide d'une presse hydraulique de 1,78MN avec un taux de chargement de 4,9 kN par minute. Le tableau 1.11 montre les résultats obtenus.

**Tableau 1.11 : Résultats des essais de compression diamétrale**

Carotte	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Élancement	$T_0$ (MPa)	Type de rupture
T32_A	26,43	47,34	0,56	8,66	Roche intacte
T32_B	46,78	47,35	0,57	9,65	Roche intacte
T33_A	27,31	47,37	0,58	5,42	Roche intacte
T33_B	25,10	47,36	0,53	8,08	Roche intacte
T2_A	25,53	47,37	0,54	6,35	Roche intacte
T2_B	23,85	47,36	0,50	9,57	Roche intacte
T2_C	23,81	47,34	0,50	7,89	Roche intacte
T4_A	22,58	47,36	0,48	3,07	Plan structural
T4_B	25,21	47,37	0,53	8,74	Roche intacte
T4_C	25,85	47,32	0,55	9,77	Roche intacte
T4_D	26,00	47,34	0,55	9,29	Roche intacte
T4_E	22,45	47,33	0,47	9,20	Roche intacte
T1_A	25,00	47,31	0,53	5,76	Plan structural
T1_B	25,83	47,33	0,55	7,71	Roche intacte
T1_C	25,78	47,30	0,55	8,65	Roche intacte
T1_D	25,73	47,35	0,54	6,42	Roche intacte
T1_E	26,32	47,31	0,56	6,50	Roche intacte

En ne tenant compte que des essais réussis, soit ceux dans la roche intacte, la résistance en tension moyenne ( $T_0$ ) obtenue est 8,1 MPa avec un écart-type de 1,4 MPa, un

coefficient de variation de 17% et un indice de précision de 1,2, soit 9% d'erreur relative.

### 1.2.3.3 Essais triaxiaux

Six essais triaxiaux ont été exécutés selon la norme ASTM D-2664-86. Quatre essais ont été menés à une pression de confinement d'environ 30 MPa et deux à 20 MPa. Ces valeurs ont été choisies pour refléter les contraintes présentes à la mine. Le tableau 1.12 montre les résultats obtenus.

Tableau 1.12 : Résultats des essais triaxiaux

Carotte	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Élancement	Pression de confinement à la rupture (MPa)	Contrainte axiale maximale (MPa)	Type de rupture
TR1_A	93,04	46,04	2,02	33,14	224,12	mixte
TR1_B	98,73	46,25	2,14	29,95	235,76	Roche intacte
TR1_C	92,56	46,49	1,99	19,85	263,25	Roche intacte
TR4_A	93,85	46,31	2,03	32,25	206,16	Roche intacte
TR4_B	92,00	46,40	1,98	32,07	289,32	Roche intacte
TR4_C	94,86	46,38	2,05	19,63	294,18	Roche intacte

On peut voir que les résistances pour le confinement plus faible sont plus élevées que celles obtenues pour les confinement plus élevés, ce qui va à l'encontre de la théorie, mais cela fait ressortir l'hétérogénéité de la roche. Plus d'essais auraient été nécessaires

pour obtenir des résultats plus conformes à la réalité, mais les budgets nécessaires n'étaient pas disponibles.

#### 1.2.3.4 Paramètres de déformabilité

La campagne de mesure de contrainte in situ (Corthésy, 2000a) a permis d'obtenir certains paramètres de déformabilité de la roche. Ces paramètres de déformabilité ont été obtenus lors de rechargements biaxiaux isotropes perpendiculairement à l'axe des carottes ainsi que des chargement diamétraux (type brésilien) aussi effectués perpendiculaires à l'axe des carottes, selon une méthodologie proposée par Corthésy et al., (1990). Le tableau 1.13 montre les résultats obtenus.

**Tableau 1.13 : Paramètres de déformabilité obtenus lors de rechargements biaxiaux**

Mesure	$E_1$ (GPa)	$E_2$ (GPa)	$G_2$ (GPa)	$\nu$
Trou 14_1 mesure 1	65,8	44,6	21,1	0,308
Trou 14_1 mesure 2	52,6	30,5	16,9	0,226
Trou 14_2 mesure 1	54,5	47,6	21,8	0,169
Trou 14_2 mesure 2	43,5	41,1	15,2	0,397
Trou 14_3 mesure 1	59,0	51,8	23,7	0,168

Ces résultats permettent de vérifier que la roche testée est élastique linéaire et qu'une certaine anisotropie est présente. Le module de Young moyen observé est de 55 GPa et le coefficient de Poisson moyen est de 0,254

#### **1.2.4 Classification géomécanique**

Le dimensionnement des excavations dans les mines souterraines a longtemps été fait de façon approximative sans grande connaissance des propriétés de la roche encaissante, avec pour résultats certains événements désastreux. Depuis les années 70, plusieurs systèmes de classification des massifs rocheux ont été élaborés pour donner une meilleure idée de la qualité de la roche et ainsi mieux dimensionner les excavations, de façon à la fois plus économique et plus sécuritaire. Ces classifications sont à la base de modèles de conception empiriques pour prédire la stabilité des excavations souterraines. Les deux systèmes de classification les plus utilisés sont le RMR (Rock Mass Rating) (Bieniawski, 1976) et la cote Q du Norwegian Geotechnical Institute (Barton, 1974). Ces deux systèmes comportent des abaques permettant de dimensionner et d'obtenir le support nécessaire pour les excavations. Il faut cependant réaliser que ces classifications ne sont pas absolues et que des instabilités peuvent se produire en tout temps dans n'importe quelle excavation. Ces deux systèmes ont été utilisés pour classifier le massif de la mine Niobec, car ceux-ci ne mettent pas l'emphase sur les mêmes paramètres et peuvent ainsi être complémentaires.

#### 1.2.4.1 RMR

La classification RMR a été introduite en 1976 par Bieniawski pour le Conseil de la recherche scientifique et industrielle de l'Afrique du Sud (CSIR). Dans sa version originale, celle-ci comporte 6 paramètres qui ont chacun une valeur en fonction de la situation rencontrée. La somme de ces valeurs donne la cote RMR. Les six paramètres sont la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte ( $C_0$ ), le RQD, l'espacement entre les discontinuités, la condition des discontinuités, la présence d'eau souterraine et enfin l'orientation de l'excavation par rapport aux fractures qui est en fait une pénalité, sa valeur étant négative. Ce système a souvent fait l'objet de modifications et d'amélioration par d'autres auteurs et Bieniawski a lui-même modifié son système en 1989. Ces modifications sont cependant surtout limitées aux valeurs de chacun des paramètres. Dans le cas de la mine Niobec, le massif a été considéré homogène car les différences de conditions géomécaniques sont trop locales pour le travail voulu et celui-ci a donc été classifié en une seule zone. En effet, le contact entre le minerai et la roche encaissante est diffus et les propriétés mécaniques des deux zones sont assez proches. Le tableau 1.14 montre les valeurs obtenues pour chaque paramètre.

**Tableau 1.14 : Cote RMR (1976)**

paramètre	valeur	cote
résistance en compression	128 Mpa	12
RQD	80	17
espacement des joints	0,3-1m	20
nature des joints	légèrement rugueux non altéré	20
venues d'eau	aucune	10
direction de creusage	favorable	-2
<b>total</b>		<b>77</b>

Une valeur de 77 est obtenue, ce qui est considéré comme un massif de bonne à très bonne qualité. Les mêmes valeurs selon la version 1989 donnent une cote de 79.

#### 1.2.4.2 Cote Q

La classification Q (Tunnelling Quality Index) a été élaborée en 1974 par Barton. Ce système s'appuie sur 6 facteurs regroupés en 3 quotient. Les 6 facteurs sont le RQD,  $J_n$  (cote pour nombre de familles de discontinuités),  $J_r$  (cote pour la rugosité des discontinuités),  $J_a$  (cote pour l'altération des discontinuités),  $J_w$  (cote pour l'eau souterraine) et le SRF (Stress Reduction Factor). L'équation de la valeur de Q est :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{équation 1.1})$$

Le premier quotient représente le degré de fracturation du massif, le second, la résistance au cisaillement des discontinuités et le dernier, le facteur des contraintes actives. Comme dans le cas du RMR, le massif a été considéré homogène et le tableau 1.15 montre les résultats obtenus.

Tableau 1.15 : Cote Q

paramètre	valeur	cote
RQD	80	80
$J_n$ 2 familles + aléatoire	6	
$J_r$ ondulés irréguliers	3	
$J_a$ épontes non altérées	1	
$J_w$ excavation sèche	1	
SRF contraintes moyennes	1	
<b>total</b>		<b>40</b>

Une cote de 40 est obtenue, ce qui est considéré comme un massif bon à très bon, tout comme dans le cas de la cote RMR, comme on devrait s'y attendre. Plusieurs relations ont été avancées pour relier la cote RMR à la cote Q, celle la plus utilisée étant (Bienawski, 1984) :

$$RMR = 10 \ln(Q) + 39 \quad (\text{équation 1.2})$$

On obtient ainsi une valeur de 77, qui est la même que celle obtenu selon le RMR de 1976. Ceci peut montrer que le massif rocheux présent à Niobec se compare en moyenne aux massifs utilisés pour l'élaboration de ces systèmes de classification.

Ces classifications en elles-mêmes ne nous donnent aucune indication sur le dimensionnement des piliers horizontaux. Elles peuvent cependant être utiles pour l'utilisation des méthodes empiriques tel la méthode « Mathews-Potvin » (stability graph method) (Mathews et al. 1981, Potvin, 1988) . Les cotes RMR et Q peuvent aussi être utilisées pour obtenir certains paramètres pour les critères de rupture de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb à l'échelle du massif rocheux.

### 1.2.5 Obtention des données pour les critères de rupture à l'échelle du massif rocheux

Deux critères de rupture sont habituellement utilisés dans les logiciels de simulations numériques, soit le critère de Mohr-Coulomb et le critère de Hoek-Brown. Le critère de Mohr-Coulomb s'applique surtout pour les terrains meubles et certains types de roches.

Sa formulation est la suivante :

$$\tau = C + \sigma_N \tan\phi \quad (\text{équation 1.3})$$

où

$\tau$  est la composante tangentielle des contraintes dans le plan de rupture (MPa);

$C$  est la cohésion dans le plan de rupture (MPa);

$\sigma_N$  est la composante normale des contraintes dans le plan de rupture (MPa);

$\phi$  est l'angle de friction interne

Le critère de Hoek-Brown (Hoek et Brown, 1980, 1988, 1992, 2002) s'applique quand à lui principalement à la roche intacte et aux massifs rocheux fracturés. L'équation générale de ce critère est la suivante :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{équation 1.4})$$

où

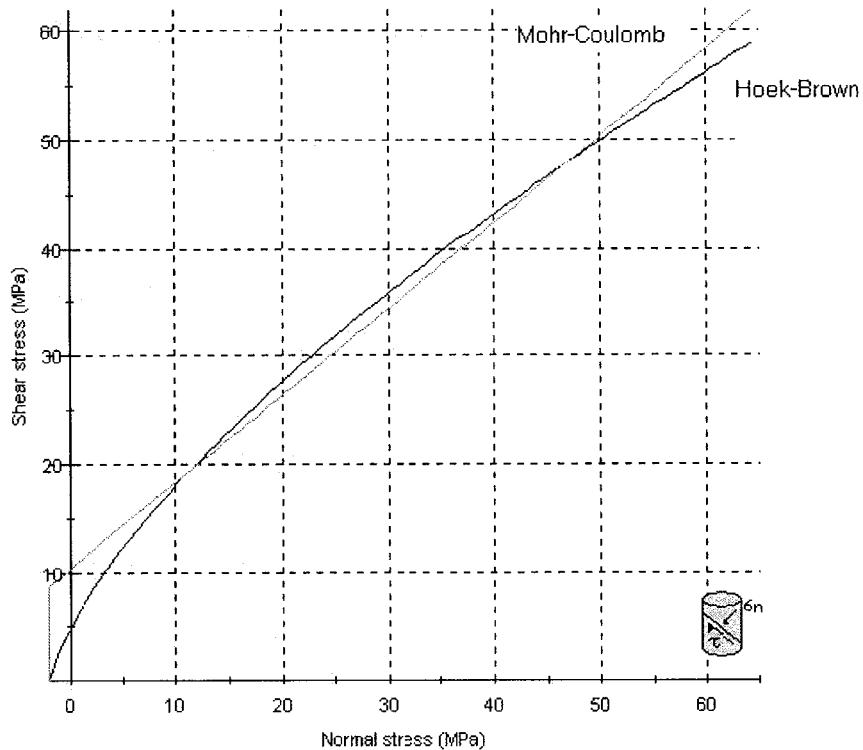
$\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales effectives majeures et mineures respectivement;

$\sigma_c$  est la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;  
 $m_b$  est un paramètre qui est fonction du type de massif rocheux;  
 $s$  et  $a$  sont des paramètres qui sont fonctions des caractéristiques du massif rocheux

Le logiciel Roclab distribué par Rocscience permet d'utiliser tous les résultats de laboratoire pour obtenir les paramètres des critères de rupture de Hoek-Brown ainsi que de Mohr-Coulomb. Les résultats des essais de compression simple, les essais triaxiaux et les essais brésiliens réussis ont tous été entrés dans le logiciel qui a permis d'obtenir les courbes enveloppes de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown (voir figure 1.9). Les paramètres de chaque critère ont ainsi été obtenus.

**Tableau 1.16 : Paramètres obtenus à partir du Roclab**

	<b>Paramètre</b>	<b>Valeur</b>
Hoek-Brown	Résistance en compression uniaxiale ( $C_0$ )	123,675 MPa
	$m_i$ (roche intacte)	10,394
	$m_b$ (massif)	4,571
	$s$	0,0776
Mohr-Coulomb	$a$	0,501
	Cohesion	10,775 MPa
	Angle de friction	38,05°
Massif rocheux	Résistance en tension	-2,101 MPa
	Résistance en compression uniaxiale	34,395 MPa
	Module de déformation	47,315 GPa



**Figure 1.9: Courbes enveloppes des critères de rupture Mohr-Coulomb et Hoek-Brown**

La figure 1.9 montre que le critère de Mohr-Coulomb surestime la résistance du massif prévue par Hoek-Brown pour une contrainte normale au plan de rupture de 12 MPa et moins, alors qu'au dessus de 12 MPa, les deux courbes donnent des valeurs très comparables.

## CHAPITRE 2 : SIMULATIONS NUMÉRIQUES

### 2.1 Historique des simulations numériques

Ce n'est que depuis l'arrivée des ordinateurs à la fin des années 50 que les simulations numériques sont utilisées. Bien que les théories mathématiques sous-jacentes existaient depuis longtemps, leur application était laborieuse. Auparavant, seules des méthodes analytiques ou empiriques et les modèles physiques étaient utilisables. Les modèles physiques avaient le désavantage d'être long et coûteux à construire et souvent ne pouvaient être utilisés qu'une seule fois. Pour les méthodes analytiques, celles-ci ne permettaient pas de prendre en compte plusieurs facteurs tels la présence de fractures, une géométrie des excavations et des conditions aux limites complexes de même que des lois de comportement plus réalistes que l'élasticité linéaire isotrope et homogène. Le développement rapide des micro-ordinateurs a permis d'élaborer des logiciels de plus en plus complexes et de plus en plus complets. Il existe plusieurs techniques de calcul numérique, celles-ci étant regroupées en 3 familles (Jing et Hudson, 2002). La première famille comprend les méthodes en continuum, soit la méthode des différences finies, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments frontières. La deuxième famille comprend les méthodes discrètes, soit la méthode des éléments distincts et la méthode des réseaux de fractures. La dernière famille comporte des hybrides entre les deux familles précédentes. Chaque famille a ses domaines d'application et ses limites. La première famille peut être utilisée si peu de discontinuités sont présentes dans le massif et si l'ouverture des discontinuités et la chute de blocs n'est pas étudiée. L'approche

discrète s'applique mieux dans les cas de massifs moyennement fracturés où de grands déplacements peuvent se produire. La technique hybride permet de réduire les inconvénients individuels de chaque méthode tout en conservant les avantages de chacune. Pour ce projet, il a été convenu que l'approche en continuum était plus appropriée car les fractures, bien que présentes, ne sont pas les éléments majeurs des ruptures et celles-ci sont déjà prises en compte dans les paramètres de résistance de la roche. De plus, dans les niveaux supérieurs de la mine où les chantiers ont déjà été exploités, la structure géologique ne semble pas poser de problèmes particuliers mise à part quelques instabilités locales sans conséquences pour la stabilité des excavations. Les logiciels disponibles commercialement et d'utilisation courante dans le domaine minier ont fait l'objet d'une étude pour déterminer lequel était le plus approprié dans notre cas.

## 2.2 Logiciels utilisés dans les mines

Plusieurs logiciels sont disponibles commercialement pour effectuer des simulations numériques. Le présent chapitre couvrira les trois principaux logiciels en 3 dimensions utilisés dans le secteur minier au Québec. Bien que les logiciels 2D soient souvent plus utilisés car moins coûteux et plus simple d'utilisation, seuls ceux en 3 dimensions feront partie de cette liste car la nature du problème demande une analyse en 3 dimensions. En effet, la géométrie relativement trapue des chantiers se prête mal à l'hypothèse d'une analyse en déformations planes. Ces logiciels sont Examine 3D de Rocscience, Map3D

de Mine Modelling Pty Ltd et FLAC3D d'Itasca. Deux de ces logiciels, Examine3D et Map3D, sont basés sur la méthode des éléments frontières (Boundary Element Method) tandis que FLAC3D est basé sur la méthode des différences finies explicites (Explicit Finite Difference Method).

### 2.2.1 Examine3D

Examine3D, de la société Rocscience ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)), est un logiciel de calcul et de visualisation en trois dimensions des contraintes et déplacements. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments frontières, plus précisément la méthode directe (Direct Boundary Element Method). La méthode des éléments frontières ne nécessite que la discrétisation des surfaces des excavations, le reste du massif étant considéré comme infini. Une des hypothèse de base est que le massif est homogène et élastique. Il n'y a donc pas de calcul des zones de rupture et redistribution des contraintes. En plus de montrer les différents paramètres du tenseur de contrainte, un facteur de sécurité est indiqué qui permet d'observer les zones ayant des contraintes supérieures à celles permises selon le critère de rupture choisi. Mais ce facteur de sécurité n'est qu'une indication des zones problématiques, les contraintes n'étant pas redistribuées comme cela a été mentionné auparavant. Le logiciel est conçu en 3 parties, la première permettant la création physique du modèle grâce à un logiciel de type Autocad. La seconde partie, Compute3D, sert à effectuer les calculs. Ces derniers se font de façon matricielle et peuvent prendre énormément d'espace mémoire en fonction du nombre

d'éléments contenus dans le modèle et de la dimension des zones étudiées. En effet, la visualisation se fait uniquement dans des zones préétablies avant le début des calculs. Le troisième module permet la visualisation et l'interprétation des résultats. Examine3D est donc un programme relativement facile d'utilisation, mais plutôt limité au niveau de l'interprétation et des lois de comportement.

### 2.2.2 Map3D

Ce logiciel est lui aussi basé sur la méthode des éléments frontières, mais sur la méthode indirecte. En effet, sa formulation permet l'utilisation simultanée des force fictives (FF) et des discontinuités de déplacement (DD), ce qui permet de réduire la grosseur de la matrice de calcul et donc le temps de calcul pour obtenir une solution. Les éléments FF définissent la localisation des excavations et les frontières des zones ayant différentes caractéristiques mécaniques. Les éléments DD quant à eux simulent les fractures. Tout comme Examine3D, ce logiciel ne permet pas d'obtenir les zones de rupture et la redistribution de contraintes, mais seulement des facteurs de sécurité selon certains critères. L'élasticité non-linéaire peut être prise en compte dans une version spéciale du logiciel, mais ne traite que le fluage. Contrairement à Examine3D, ce logiciel ne comporte qu'un seul module qui permet à la fois de créer le modèle, de simuler celui-ci et de visualiser les résultats. Un avantage de Map3D sur Examine3D est la possibilité de créer plus facilement une séquence de minage. La visualisation des résultats se fait cependant uniquement sur des plans prédéfinis. Le temps de calcul et l'espace mémoire requis dépendent du nombre de plans voulu et peut devenir rapidement énorme. Tout

comme Examine3D, Map3D est relativement facile d'utilisation avec son interface graphique, mais bien qu'il offre un peu plus de possibilités qu'Examine3D, il demeure quand même passablement limité dans ses lois de comportement ainsi que dans la visualisation des résultats.

### 2.2.3 FLAC3D

Comme mentionné précédemment, FLAC<sup>3D</sup> est basé sur la méthode des différences finies. FLAC<sup>3D</sup> permet de prendre en compte la plasticité, l'hétérogénéité et la non-linéarité des matériaux. FLAC<sup>3D</sup> permet aussi d'introduire une anisotropie de résistance avec les « ubiquitous joints » ainsi que des structures géologiques occasionnelles avec les interfaces. Ceci est le gros avantage de ce logiciel par rapport aux deux autres. La méthode des différences finies nécessite la discréttisation entière du modèle. FLAC3D est basé sur la méthode de résolution explicite qui fait que les calculs ne se font pas à partir de matrices, mais en calculant l'accélération en un point de chaque élément causée par les forces non-balancées et en appliquant la loi des mouvements de Newton pour obtenir un déplacement. Cette séquence est répétée jusqu'à ce que les forces soient balancées dans tous les éléments. Ceci permet de prendre en compte la plasticité et de redistribuer les contraintes autour des éléments en rupture plus efficacement qu'avec les méthodes d'éléments finis implicites qui nécessitent des matrices de rigidité énormes qu'il faut mettre à jour en présence de comportements non linéaires (rupture) ou de non linéarité géométriques (grands déplacements). Contrairement aux deux autres programmes, FLAC3D n'a pas d'interface graphique pour créer la géométrie du modèle,

celle-ci devant être faite à partir de primitives en connaissant les coordonnées de chaque élément principal. Ceci peut s'avérer plus que fastidieux lorsque le modèle est grand et complexe. Il est cependant possible d'interpréter les résultats en tout point du modèle. FLAC3D est donc un logiciel plus puissant, mais en contrepartie beaucoup moins intuitif et moins facile d'utilisation.

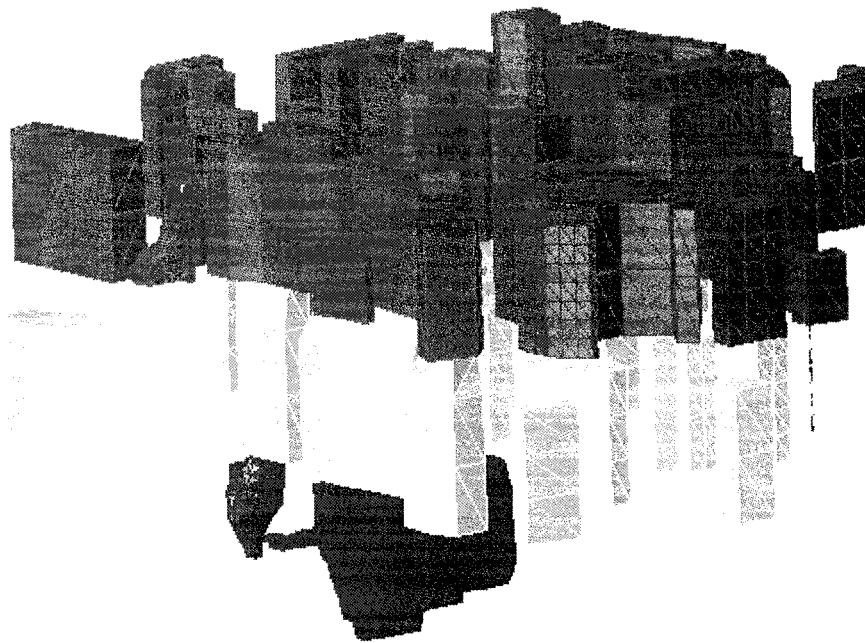
### 2.3 Choix de FLAC3D

Le logiciel FLAC3D a été choisi en raison de sa capacité de faire des analyses en plasticité. La possibilité d'utiliser des paramètres différents pour le remblai et le massif rocheux était aussi un élément important du choix pour permettre la simulation du comportement du remblai. Il a été convenu qu'un résultat plus près de la réalité était plus important que la facilité d'utilisation du logiciel. Cependant, la disponibilité du logiciel Examine3D a permis de comparer les résultats obtenus pour certaines simulations. FLAC3D a aussi été choisi pour mieux connaître les forces et faiblesses de ce logiciel dans un contexte d'utilisation qui sort de son champ habituel de spécialisation. Ce logiciel est en effet utilisé surtout pour simuler des excavations plus simples ou des sections restreintes dans les mines et non pas des modèles de mine entière.

## 2.4 Construction du modèle

### 2.4.1 Géométrie

La mine Niobec a fourni un fichier Autocad regroupant tous les chantiers en 3 dimensions minés en date de février 2001.



**Figure 2.1 : Représentation en 3 dimensions des chantiers de la mine Niobec**

A partir de ce fichier, les 3 blocs ont été séparés pour devenir des entités individuelles. Chaque bloc a ensuite été divisé en section le plus régulière possible avec un maillage de 20m par 20m autour de chaque excavation. Une certaine simplification du modèle d'origine a dû être effectuées pour permettre la réalisation du modèle dans FLAC3D, tout comme on le fait avec d'autres logiciels, certains chantiers complexes ne pouvant

être modélisés. La comparaison des figures 2.9 et 2.10, 2.11 et 2.12 et 2.13 et 2.14 permet de visualiser cette implication. Les coordonnées obtenues pour chaque intersection dans AutoCAD ont été utilisées dans la primitive de création de bloc de FLAC pour créer l'équivalent d'une boîte autour de chaque excavation. Les coordonnées ont du être obtenues manuellement dans AutoCAD et des commandes ont été élaborées dans Excel pour simplifier la création du modèle. Chaque section a ensuite été modélisée en divisant celle-ci en 6 parties autour de l'excavation, soit les murs Nord, Sud, Est et Ouest ainsi que le toit et le plancher pour créer une boîte autour de l'excavation (voir figures 2.2 à 2.8). Le chantier est ensuite modélisé à l'intérieur de la boîte avant le début de la simulation. Une commande de fusion (merge) a ensuite été appelée pour permettre la jonction des éléments aux frontières des sections. Pour joindre les 3 blocs ensemble, des zones de transition ont été créées car le maillage de ces blocs n'était pas identique. Un patron régulier de 20m x 20m a été créé se rattachant à chaque niveau. La création et la jonction des 3 blocs a pris environ 6 mois de travail et le fichier d'appel des procédures comporte 268 pages. Le modèle s'est limité aux 3 premiers niveaux en attendant d'autres données de Niobec. Les figures 2.9 à 2.14 montrent les chantiers modélisés dans AutoCAD et leur équivalent dans FLAC<sup>3D</sup>.

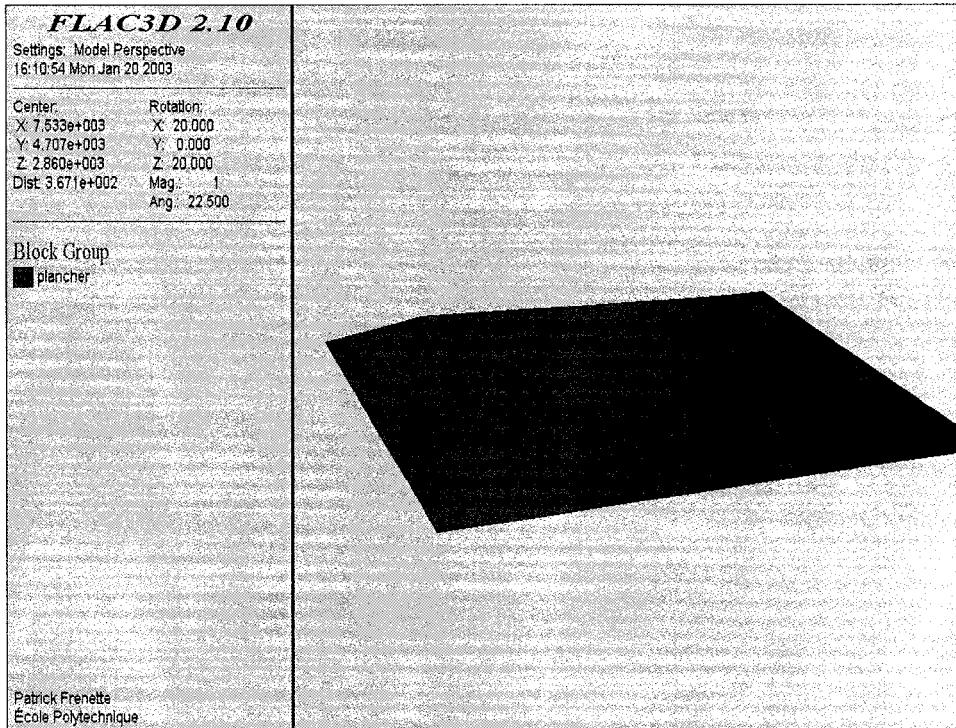


Figure 2.2 : Modélisation du plancher du chantier 7-214-09

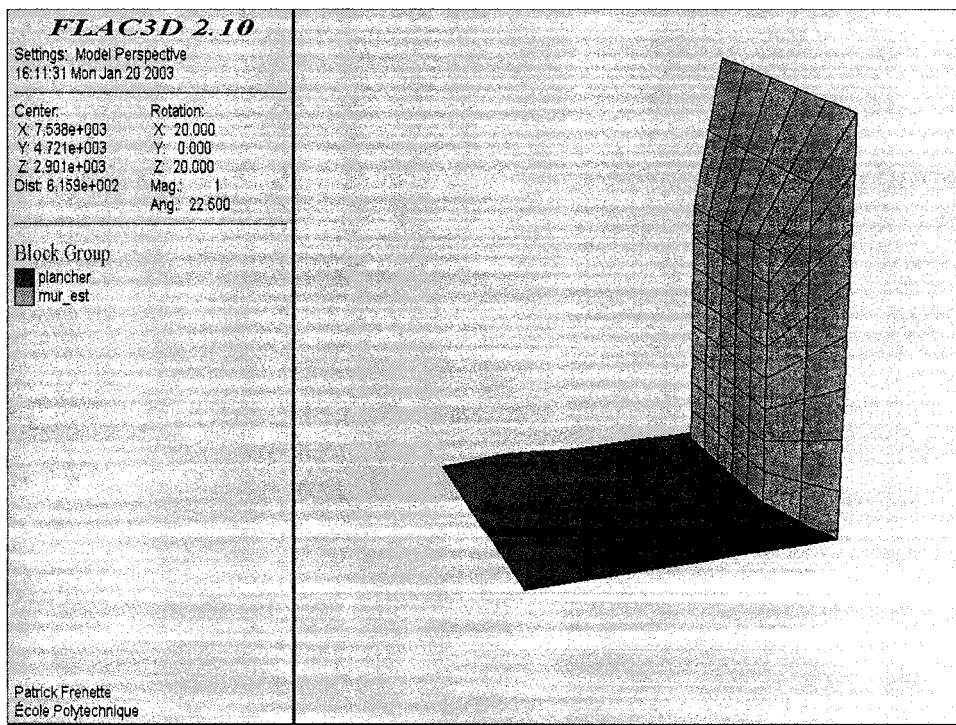


Figure 2.3 : Ajout du mur est dans la modélisation du chantier 7-214-09

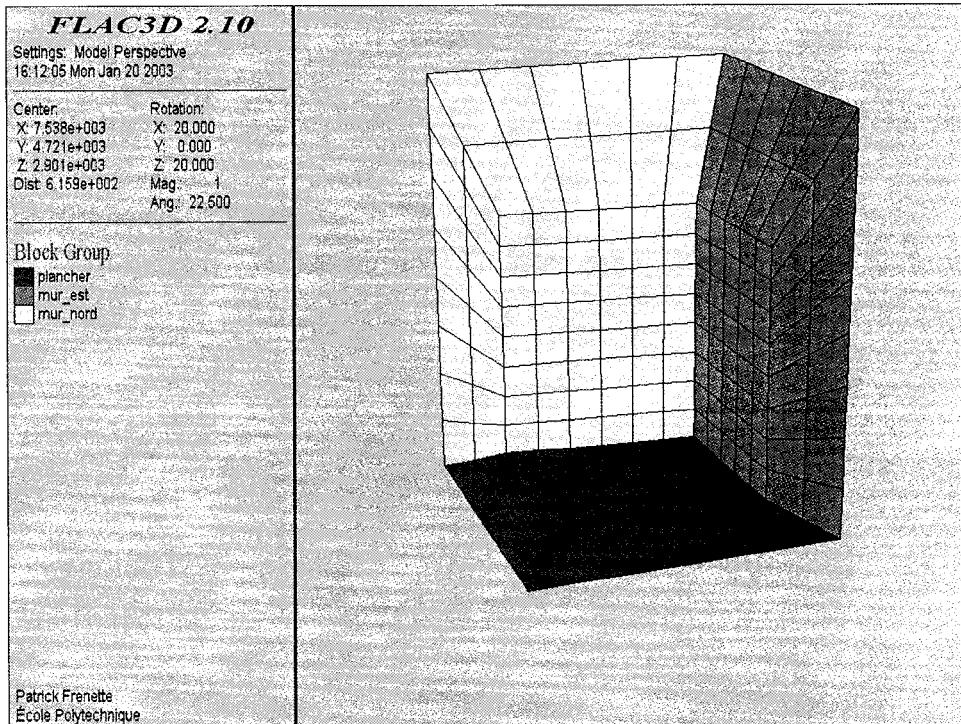


Figure 2.4 : Ajout du mur nord dans la modélisation du chantier 7-214-09

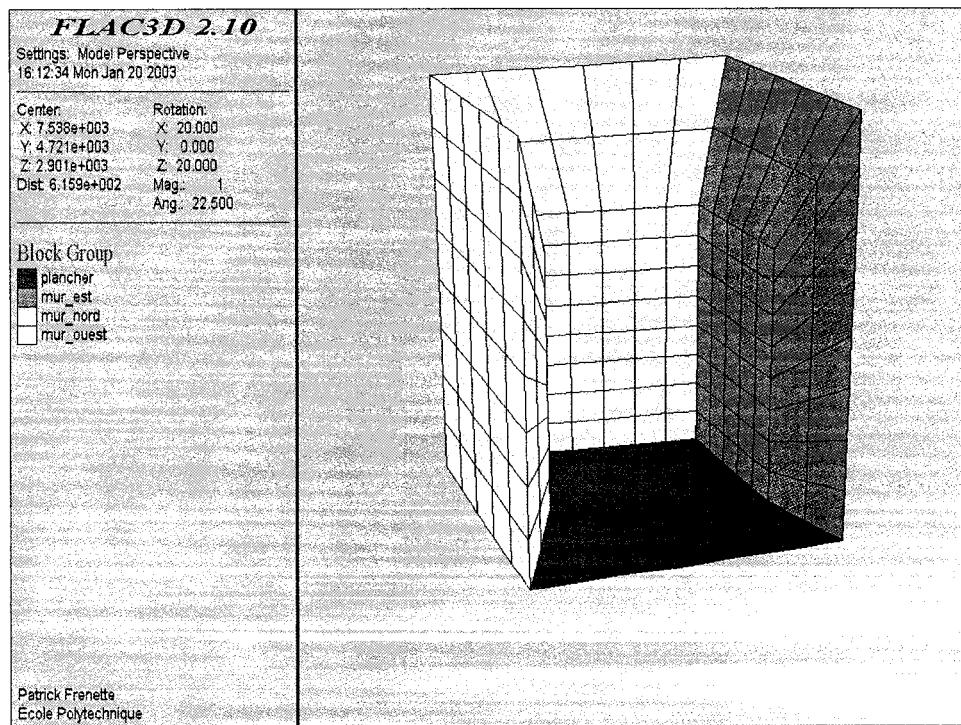


Figure 2.5 : Ajout du mur ouest dans la modélisation du chantier 7-214-09

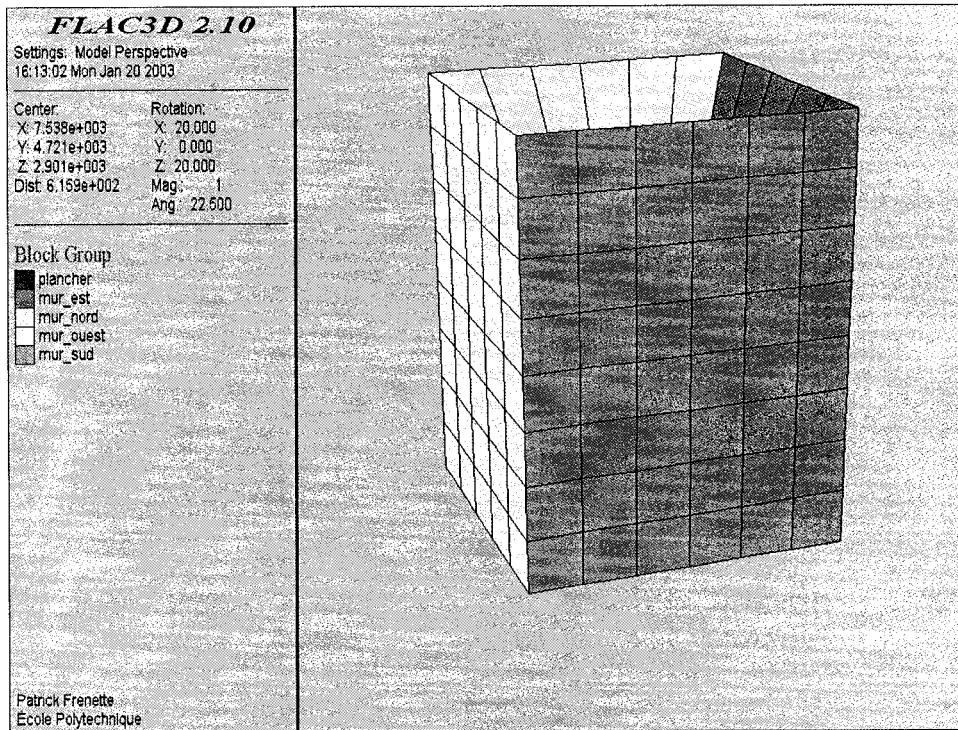


Figure 2.6 : Ajout du mur sud dans la modélisation du chantier 7-214-09

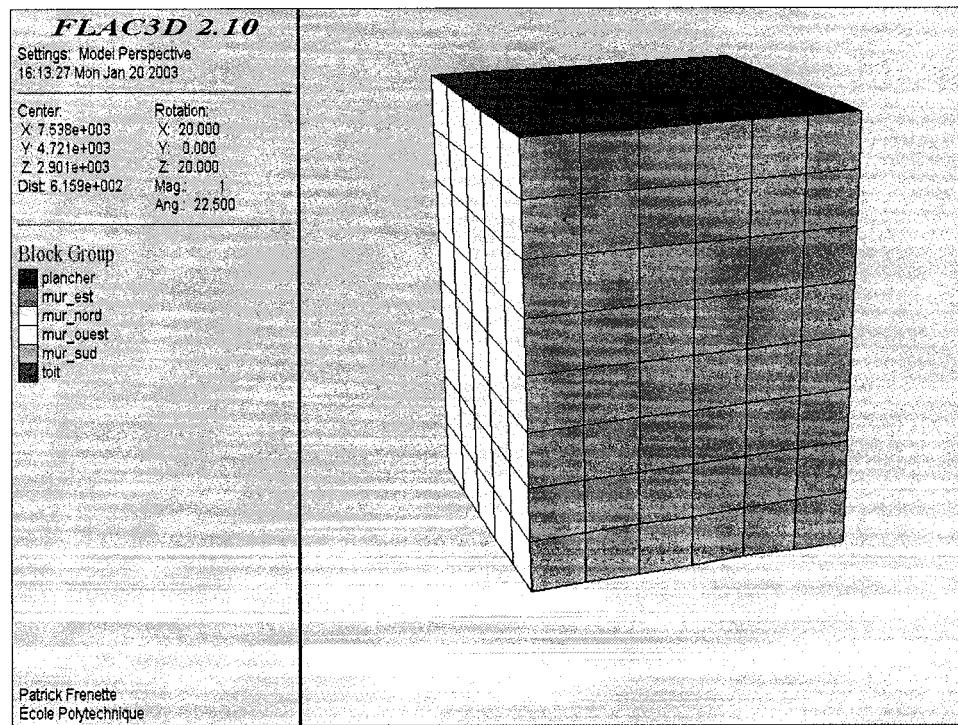
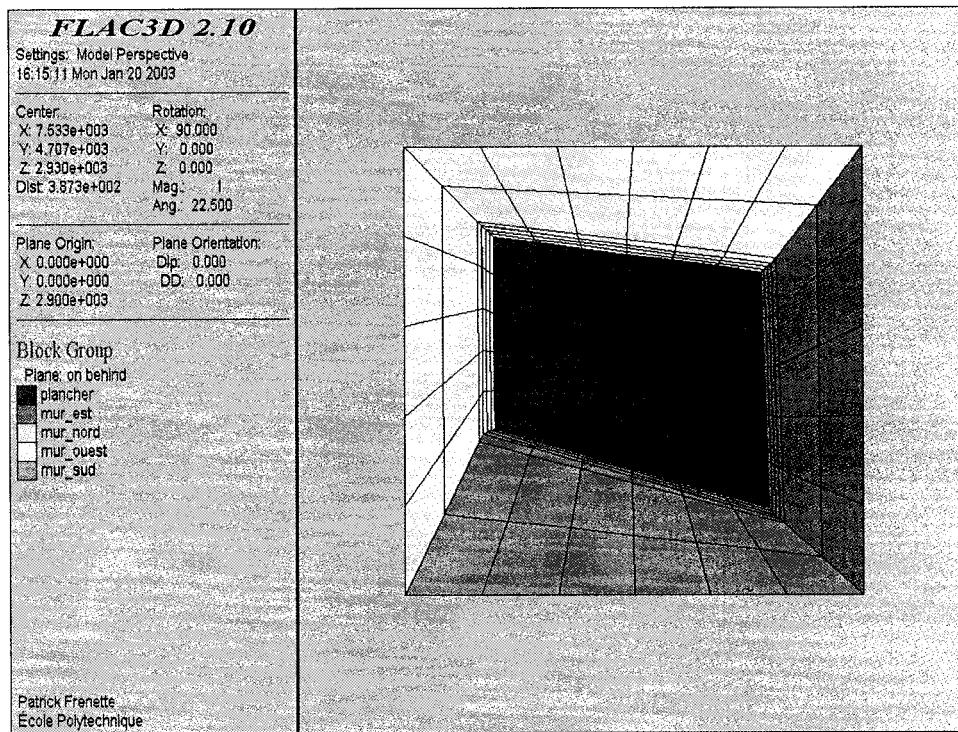


Figure 2.7: Ajout du toit dans la modélisation du chantier 7-214-09



**Figure 2.8 : Vue en plan de la modélisation du chantier 7-214-09**

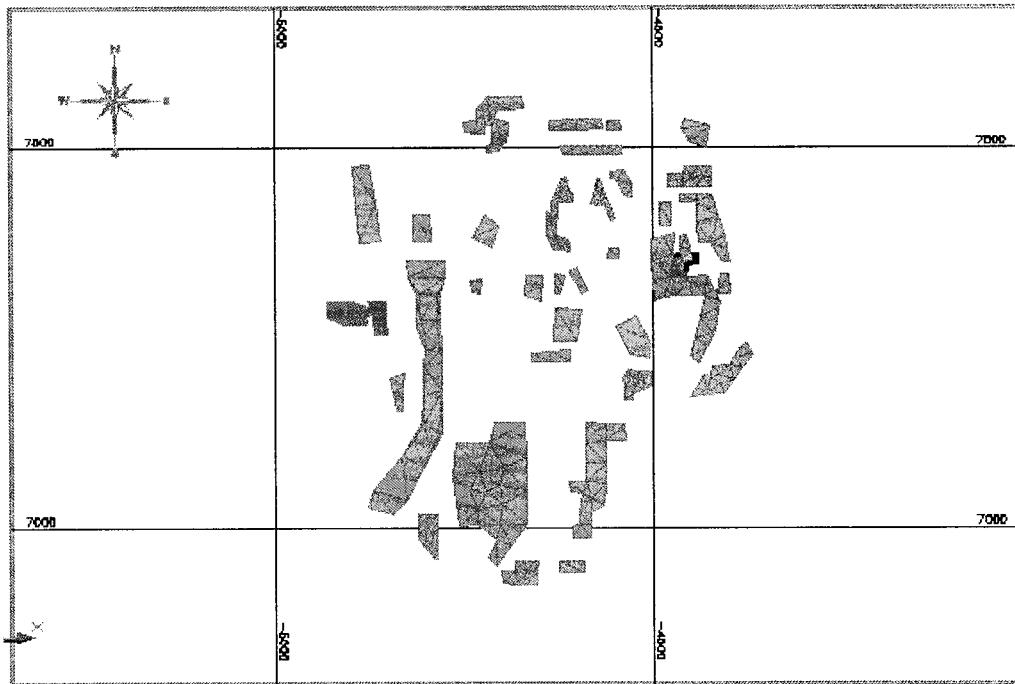


Figure 2.9 : Vue en plan du premier bloc minier dans Autocad

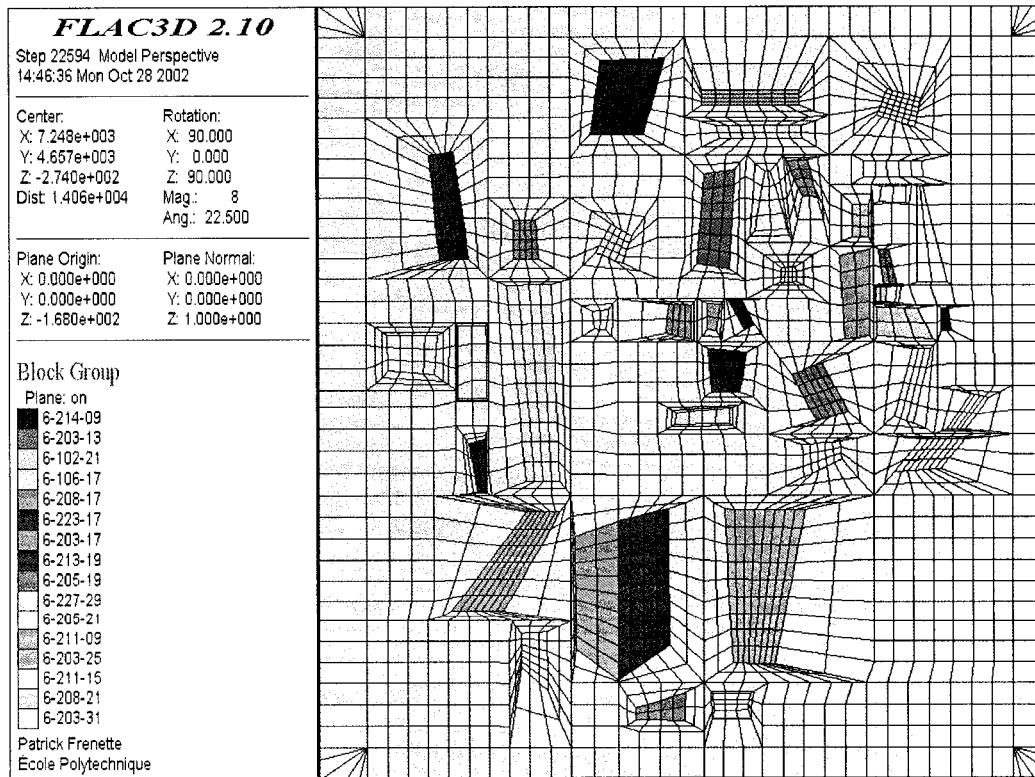


Figure 2.10 : Vue en plan du premier bloc minier modélisé dans FLAC3D

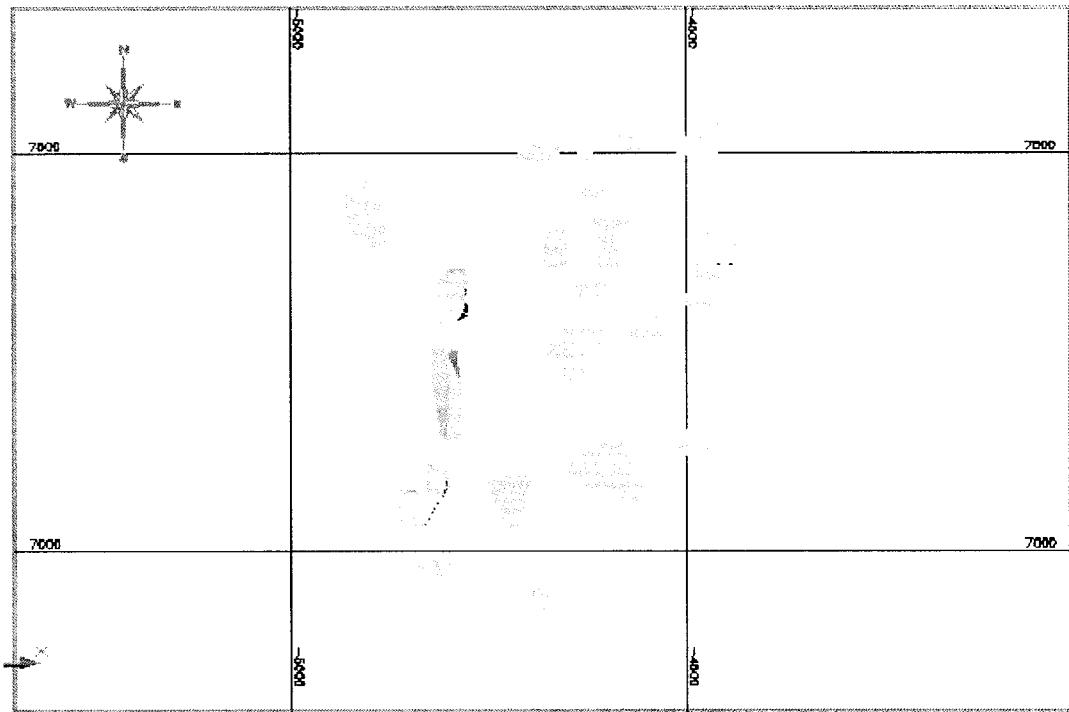


Figure 2.11 : Vue en plan du deuxième bloc minier dans Autocad

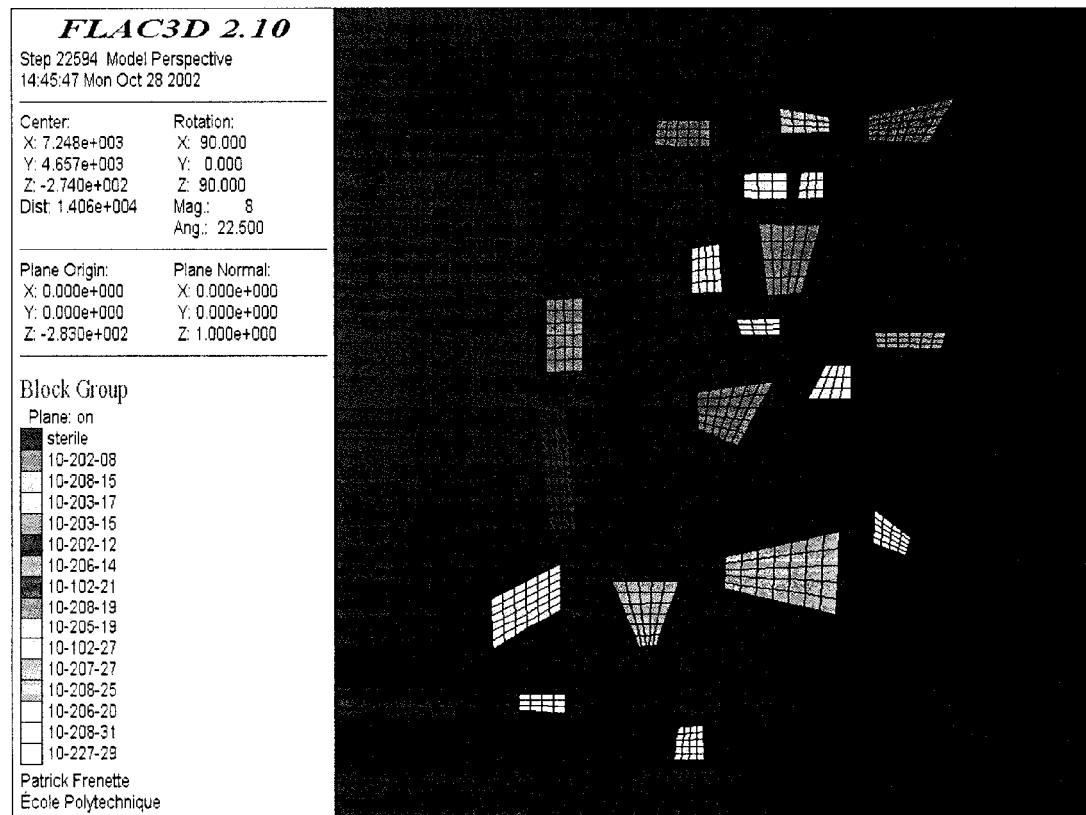


Figure 2.12 : Vue en plan du deuxième bloc minier modélisé dans FLAC3D

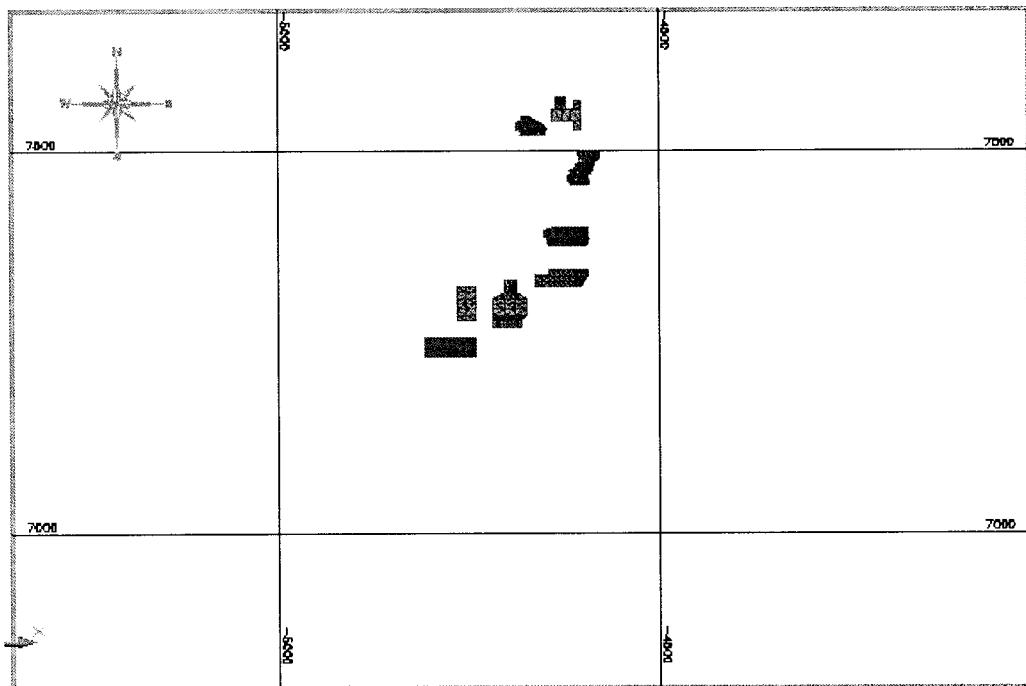


Figure 2.13 : Vue en plan du troisième bloc minier dans Autocad

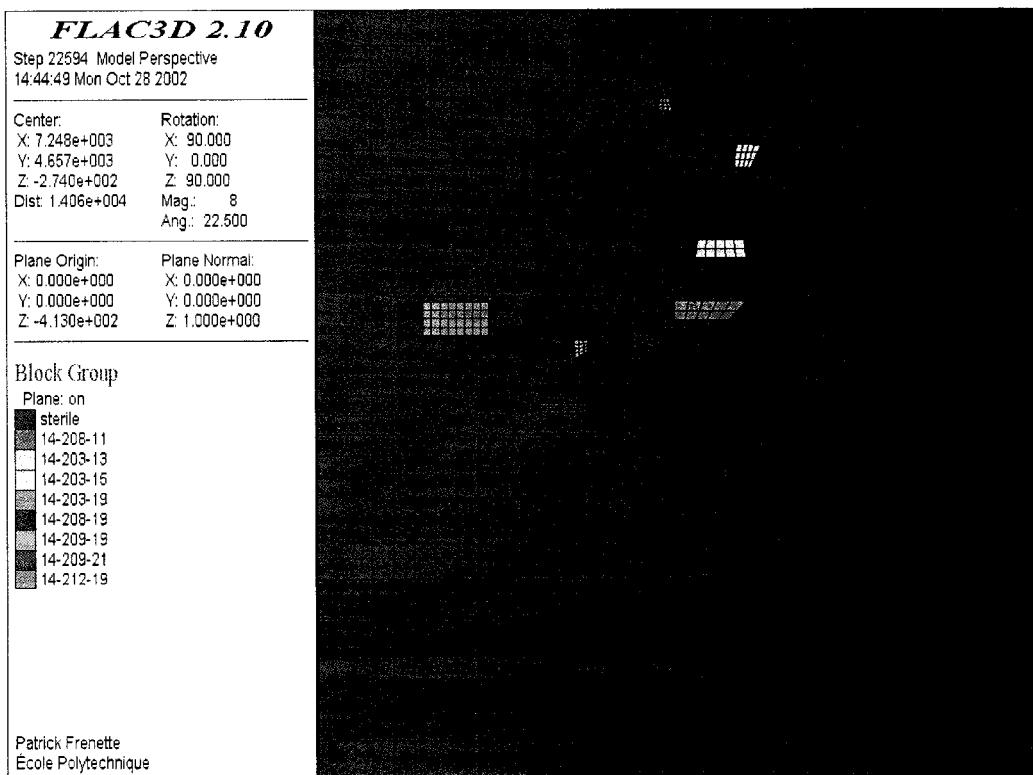


Figure 2.14 : Vue en plan du troisième bloc minier modélisé dans FLAC3D

## 2.4.2 Paramètres de simulation

### 2.4.2.1 Propriétés du massif

Les paramètres de résistance et de déformabilité du massif utilisés sont ceux obtenus à la section 1. Ces derniers ont été réorganisés pour être utilisés dans FLAC<sup>3D</sup> car celui-ci utilise les modules de rigidité (G) et de variation de volume (K) au lieu du module d'élasticité (E) et du coefficient de Poisson (v). Les modules G et K peuvent être obtenus à partir des relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+v)} \quad \text{équation (2.1)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2v)} \quad \text{équation (2.2)}$$

La masse volumique utilisée est celle qui correspond au chargement gravitaire calculé à partir des résultats de la campagne de mesure de contrainte in situ. La contrainte  $\sigma_3$ , supposée verticale dans nos simulations, est de 9,1 MPa et a été mesurée à une profondeur de 442m, ce qui donne une masse volumique de 2100 kg/m<sup>3</sup>. Le tableau 2.1 montre les paramètres utilisés lors des simulations.

Tableau 2.1 : Paramètres de résistance et de déformabilité utilisés dans FLAC<sup>3D</sup>

Paramètre	Valeur
Module de rigidité (G)	18,9 GPa
Module de variation de volume (K)	32,0 GPa
Résistance en tension	2,1 MPa
Cohésion	10,5 MPa
Angle de frottement	38,5°
Masse volumique	2100 kg/m <sup>3</sup>

### 2.4.2.2 Contraintes appliquées et conditions aux frontières

Une fois la géométrie du modèle achevée, les tests effectués sur celui-ci nous ont permis de découvrir certains problèmes reliés à FLAC3D. Premièrement, l'utilisation des contraintes principales mesurées sur le terrain engendre des résultats non conformes. Lorsque l'on utilise un gradient pour simuler l'effet de profondeur, le modèle n'est plus stable. Il a été convenu après plusieurs essais et une discussion avec le personnel d'Itasca que le meilleur moyen pour régler le problème est d'apposer les contraintes principales de façon normale aux faces du modèle. La figure 2.15 montre une vue en plan du modèle où il est possible de voir la zone des excavation en rouge et en bleu, la zone rajoutée pour obtenir les frontières du modèle normales aux contraintes. Une certaine simplification dans l'orientation des contraintes a dû être faite pour rendre cela possible. Ainsi,  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  deviennent horizontaux,  $\sigma_1$  à  $45^\circ$  et  $\sigma_2$  à  $135^\circ$  tandis que  $\sigma_3$  devient vertical. Le tenseur de contraintes mesuré au niveau 1450 devient donc :

**Tableau 2.2 : Tenseur de contraintes principales modifié**

	Contrainte (MPa)	Direction	pendage
$\sigma_1$	29,5	45	0
$\sigma_2$	16,0	135	0
$\sigma_3$	9,1	0 (direction n'a pas d'influence)	90

Au lieu de :

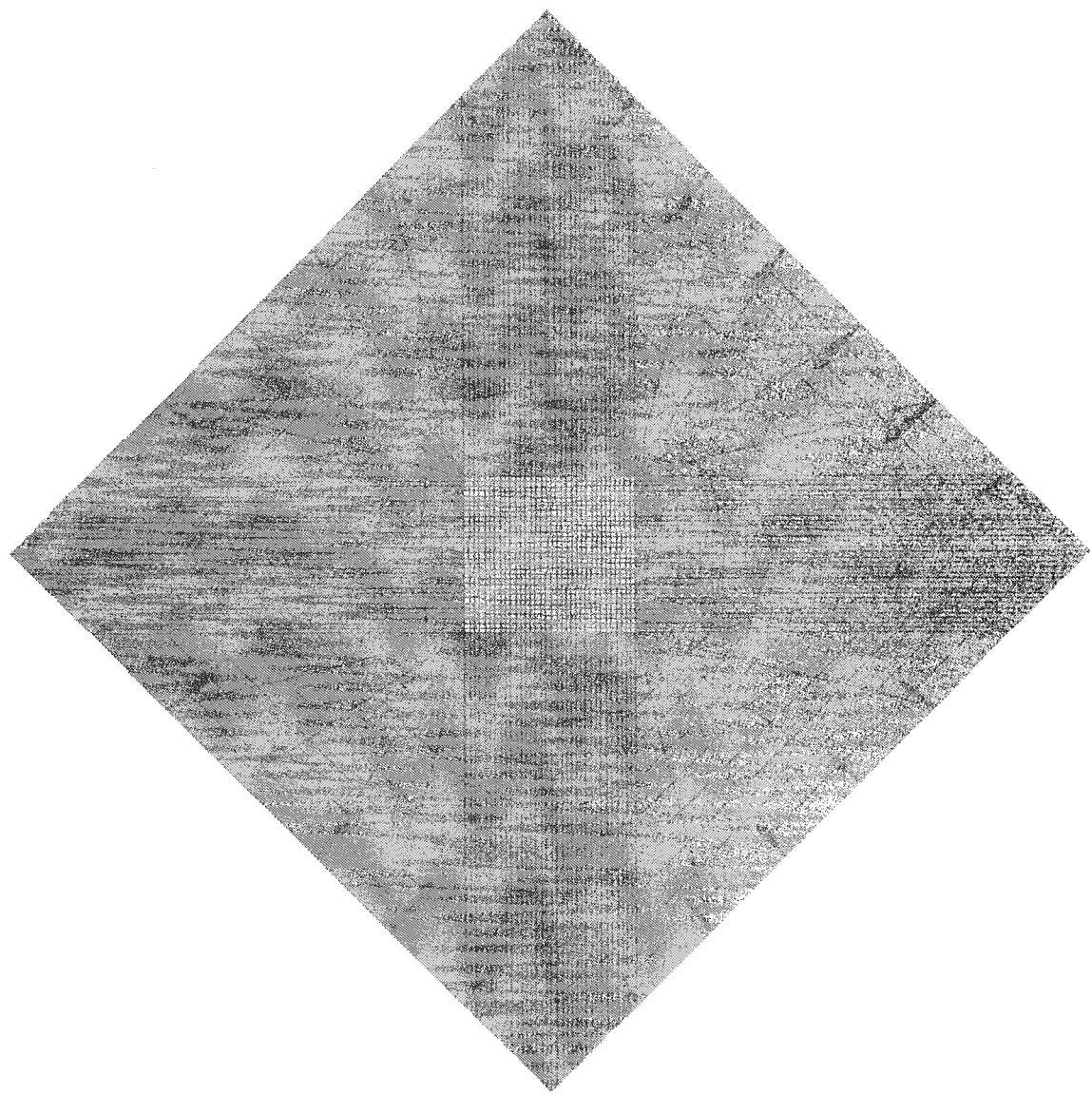
**Tableau 2.3 : Tenseur de contraintes principales mesuré**

	Contrainte (MPa)	Direction	Pendage
$\sigma_1$	29,5	45	-4
$\sigma_2$	16,0	138	38
$\sigma_3$	9,1	310	51

À priori, ces modifications semblent être sécuritaires car elles n'affectent surtout que le pendage des contraintes. La contrainte principale majeure est maintenant perpendiculaire aux excavations, ce qui maximise le risque de rupture. Des simulations à l'aide du logiciel Examine3D ont été effectuées pour prouver ce point, les résultats étant discutés dans une section ultérieure.

Le modèle a donc subi un changement en ajoutant des zones au pourtour à 45° (figure 2.15). Ces zones avaient aussi pour tâche d'augmenter la superficie du modèle et ainsi mieux prendre en compte les zones d'influence des excavations sur l'ensemble du modèle. Cependant, la création de cette zone a entraîné la création d'éléments triangulaires moins stables numériquement. Des tests sur des simulations ont montré que ces zones venaient à la rupture et modifiaient l'état de contrainte avant même que des chantiers ne soient excavés. La zone de contour a donc été supposée élastique pour empêcher sa rupture et pour obtenir un état de contrainte acceptable. Ceci est visible à la figure 2.15 où les éléments en rouge sont en plasticité et les zones en bleu sont en élasticité. Cette supposition est valide car ces zones sont relativement éloignées des excavations et ne nous intéressent pas dans notre analyse. Un autre problème rencontré

provient encore une fois de l'application des contraintes. Pour pouvoir obtenir un gradient de contrainte verticale sans rendre le modèle instable, la première idée a été de fixer les éléments verticalement au bas du modèle. Ceci amène cependant la création d'un effet de Poisson qui fausse les contraintes en engendrant des concentrations de contraintes aux frontières latérales inférieures du modèle (voir figure 2.16). Il existe une autre façon d'obtenir le gradient vertical, soit en appliquant une force égale au poids des terres aux éléments au bas du modèle. Cependant, le modèle devient instable au moment de la simulation de la séquence de minage, car la force appliquée ne diminue pas contrairement au poids des terres, qui lui diminue en raison de l'excavation de chantiers. Pour contrer cette situation, une méthodologie de simulation a du être élaborée. Le modèle est premièrement simulé avec un chargement gravitaire avec une force appliquée égale au poids des terres sous le modèle ainsi qu'avec les gradients calculés pour les forces horizontales pour d'abord obtenir l'état initial. Une fois cet état obtenu, les éléments du dessous sont fixés verticalement et la force est enlevée. Tous les déplacements obtenus au cours de la simulation initiale sont aussi ramenés à 0. Les simulations des différents scénarii peuvent ensuite se faire à partir de cette simulation initiale. La figure 2.17 montre le résultat obtenu avec l'approche présentée.



**Figure 2.15 : Vue en plan de l'ensemble du modèle**

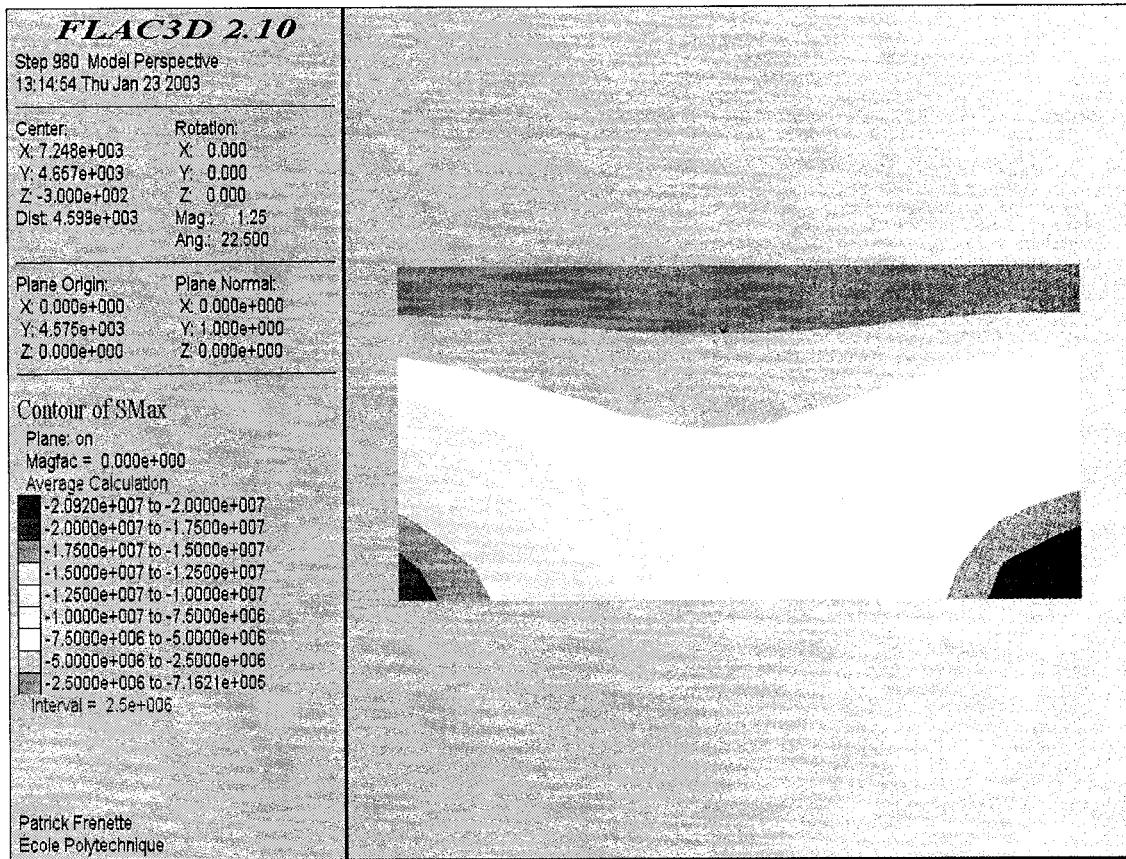


Figure 2.16 : Vue en coupe du modèle montrant la contrainte  $\sigma_3$  influencée par l'effet de Poisson

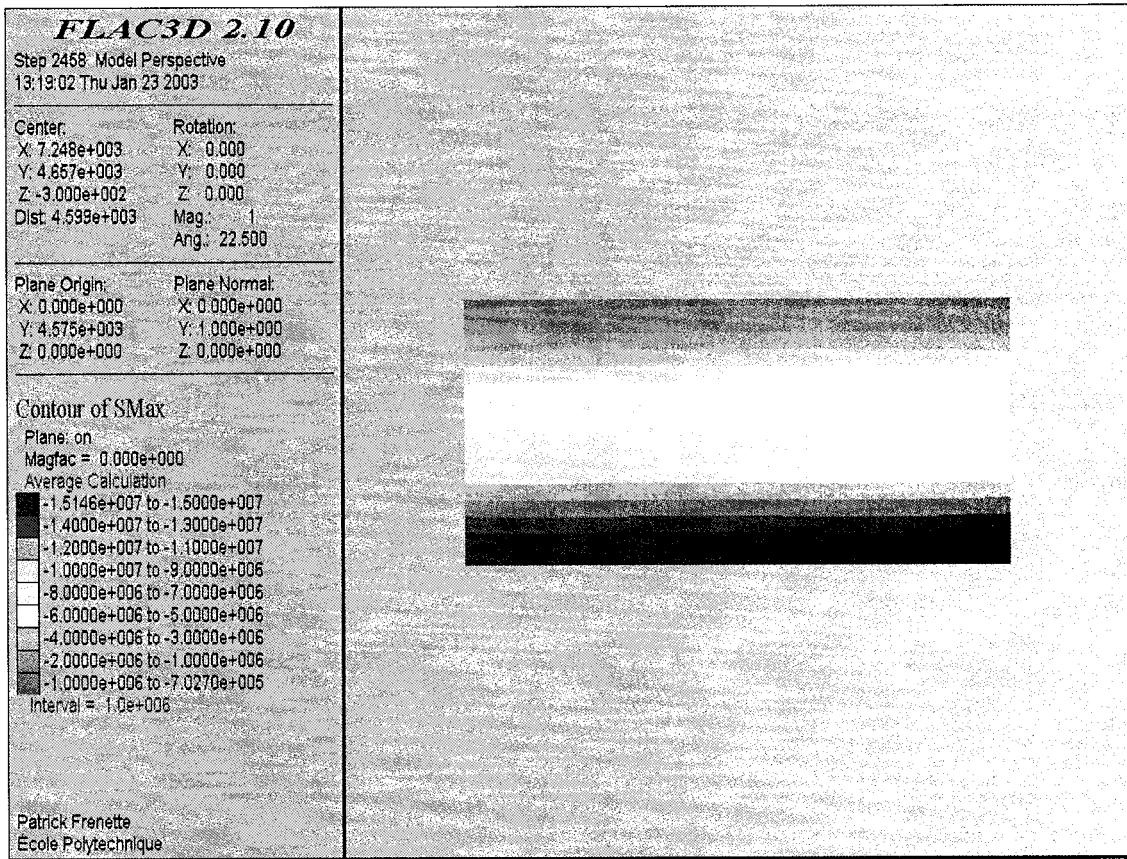
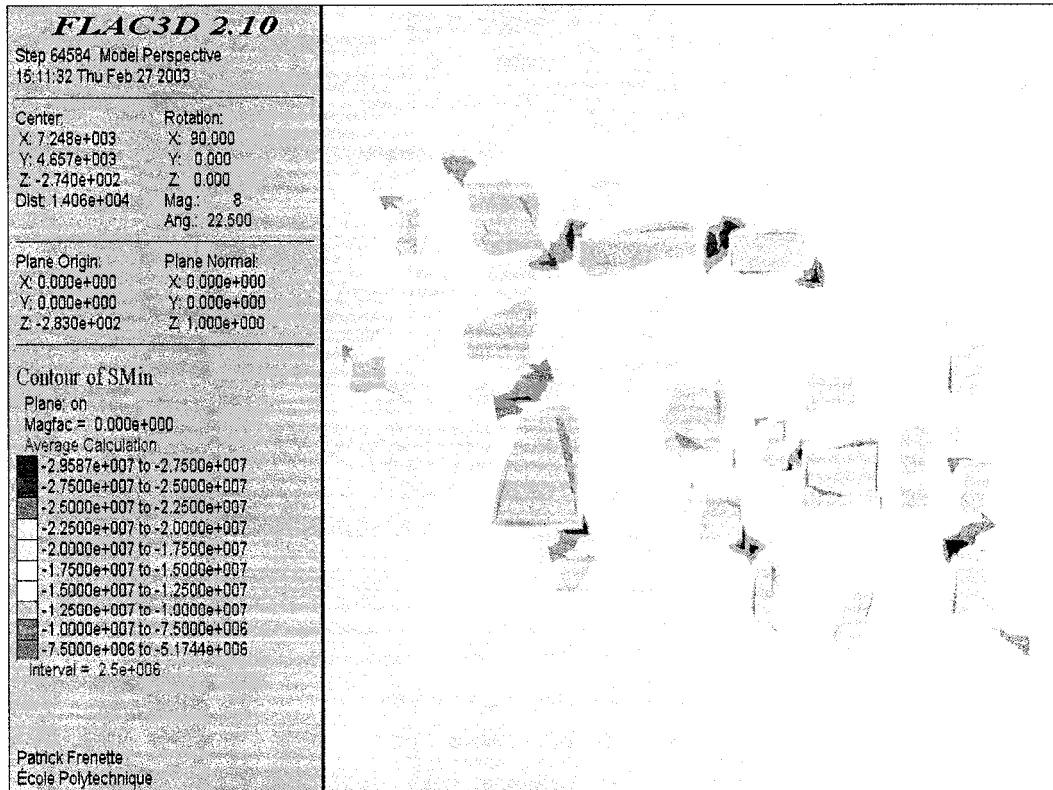


Figure 2.17 : Vue en coupe du modèle montrant la contrainte  $\sigma_3$  sans l'effet de Poisson

### 2.4.3 Influence des hypothèses simplificatrices

Les logiciels Examine3D et FLAC<sup>3D</sup> ont été comparés pour valider certaines hypothèses, telles que l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC<sup>3D</sup> plutôt que le critère de Hoek-Brown et la modification des contraintes naturelles pour satisfaire aux conditions d'utilisation de FLAC<sup>3D</sup>. Il a cependant été remarqué au cours de l'interprétation qu'une erreur de manipulation sur le système référentiel a fait que l'orientation des contraintes dans Examine3D est erronée. En effet, bien que la contrainte principale soit orientée à 45°, la concentration et le relâchement de contraintes

induite par les excavations ne se fait pas dans la direction à laquelle on pourrait s'attendre, mais plutôt avec une rotation de 90° (figures 2.18 et 2.19). Pour vérifier que l'orientation obtenue dans FLAC<sup>3D</sup> est bien la bonne, une analyse grossière à l'aide du logiciel d'analyse en 2D basé selon la méthode des éléments finis, Phases2, a été effectuée (figure 2.20). Comme les résultats de cette analyse confirment les résultats de FLAC<sup>3D</sup> et comme Examine3D n'était plus disponible pour refaire les simulations, les simulations de comparaison de FLAC<sup>3D</sup> ont été effectuées en faisant une rotation de 90° des contraintes, la contrainte principale étant orientée à 135° plutôt qu'à 45°, pour pouvoir comparer les résultats selon les mêmes paramètres.



**Figure 2.18 :** Contrainte principale dans FLAC<sup>3D</sup> montrant l'orientation des concentrations (en bleu) et des relâchements de contraintes (en jaune).

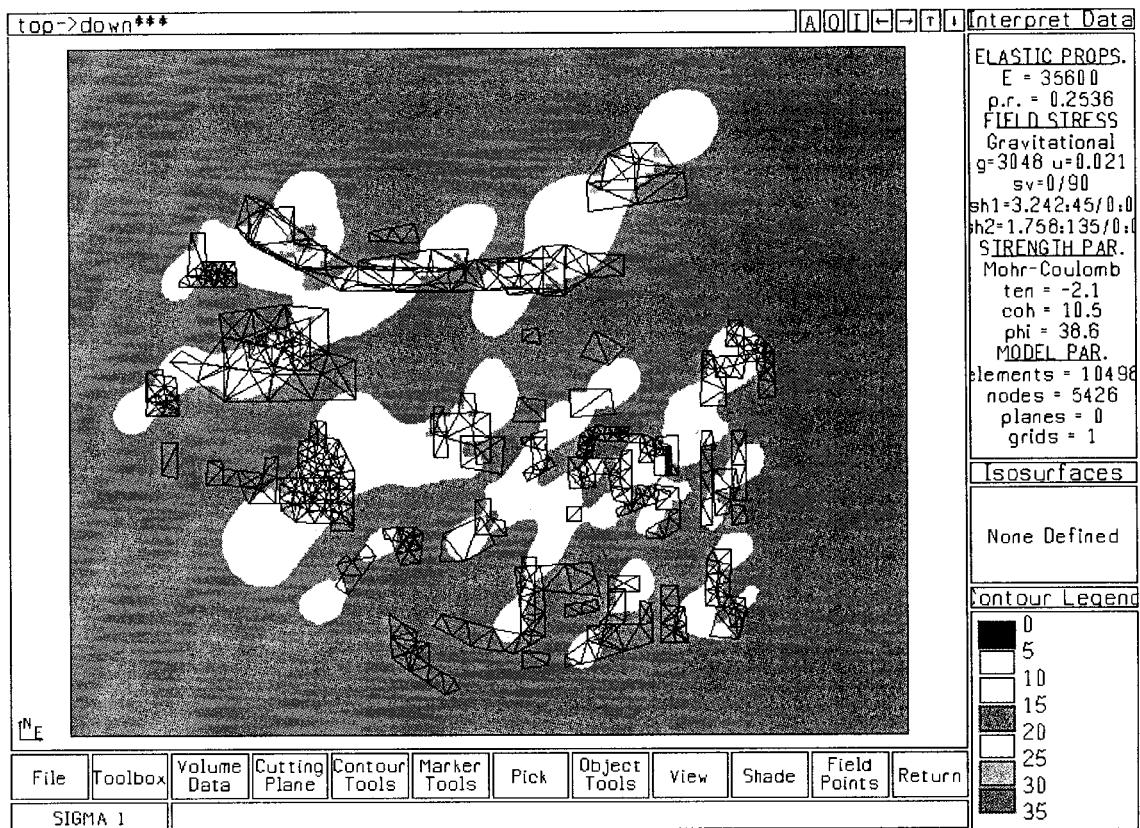
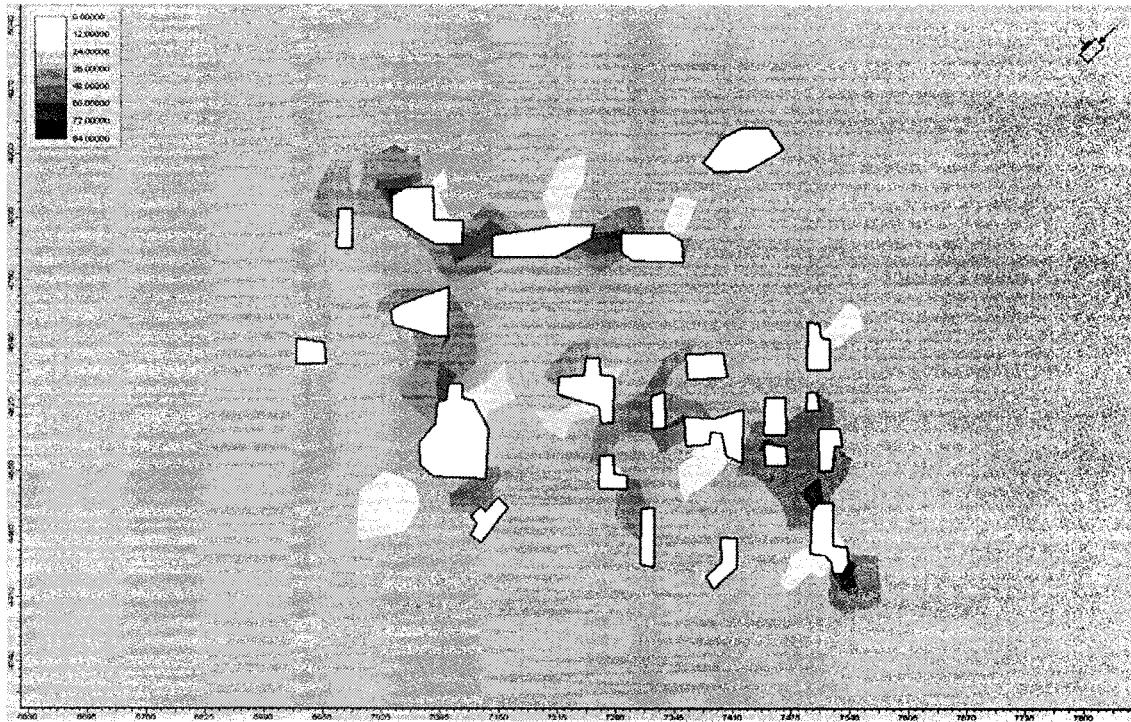


Figure 2.19 : Contrainte principale dans Examine3D montrant l'orientation des concentrations de contraintes (en jaune).



**Figure 2.20 : Contrainte principale dans Phases2 montrant l'orientation des concentrations (en foncé) et des relâchements de contraintes (en pale).**

#### 2.4.3.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb vs Hoek-Brown

Comme FLAC3D ne peut utiliser facilement le critère de Hoek-Brown, à moins de le programmer soi-même, et que son utilisation dans ce contexte ralentit passablement les analyses, Examine a été utilisé pour comparer ce critère avec celui de Mohr-Coulomb avec les paramètres obtenus dans le logiciel Roclab à partir de tous les essais effectués en laboratoire. Pour ce faire, le facteur de sécurité (strength factor) a été comparé. Ce facteur de sécurité met en opposition l'état de contrainte en un point et l'état de contrainte sur la courbe enveloppe à la perpendiculaire de ce point. Ce facteur est obtenu à partir des équations suivantes :

$$\text{Facteur de sécurité} = \frac{S_{\max}}{S} \quad \text{équation (2.3)}$$

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad \text{équation (2.4)}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad \text{équation (2.5)}$$

$$J_3 = \left( \sigma_{xx} - \frac{I_1}{3} \right) \left( \sigma_{yy} - \frac{I_1}{3} \right) \left( \sigma_{zz} - \frac{I_1}{3} \right) + 2\tau_{xy}\tau_{yx}\tau_{zx} - \left( \sigma_{xx} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{yz}^2 - \left( \sigma_{yy} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{zx}^2 - \left( \sigma_{zz} - \frac{I_1}{3} \right) \tau_{xy}^2 \quad \text{équation (2.6)}$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \arcsin \left( -\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right), \text{ avec } -\frac{\pi}{6} < \Theta < \frac{\pi}{6} \quad \text{équation (2.7)}$$

$$S = \sqrt{J_2} \quad \text{équation (2.8)}$$

Si on utilise les contraintes principales, les équations des invariants  $I_1$ ,  $J_2$  et  $J_3$  deviennent :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{équation (2.9)}$$

$$J_2 = -(S_{22}S_{33} + S_{33}S_{11} + S_{11}S_{22}) + S_{23}^2 + S_{31}^2 + S_{12}^2 \quad \text{équation (2.10)}$$

$$J_3 = S_{11}S_{22}S_{33} + 2S_{23}S_{31}S_{12} - S_{11}S_{23}^2 - S_{22}S_{31}^2 - S_{33}S_{12}^2 \quad \text{équation (2.11)}$$

où

$$S_{ij} = \sigma_i - \sigma_m \delta_{ij} \quad \text{équation (2.12)}$$

Pour le critère de Mohr-Coulomb, la valeur de  $S_{\max}$  est obtenue à partir de l'équation suivante :

$$S_{\max} = \frac{\frac{I_1}{3} \sin \phi + c \cos \phi}{\cos \Theta + \frac{\sin \Theta \sin \phi}{\sqrt{3}}} \quad \text{équation (2.13)}$$

où

c = cohésion

$\phi$  = angle de friction

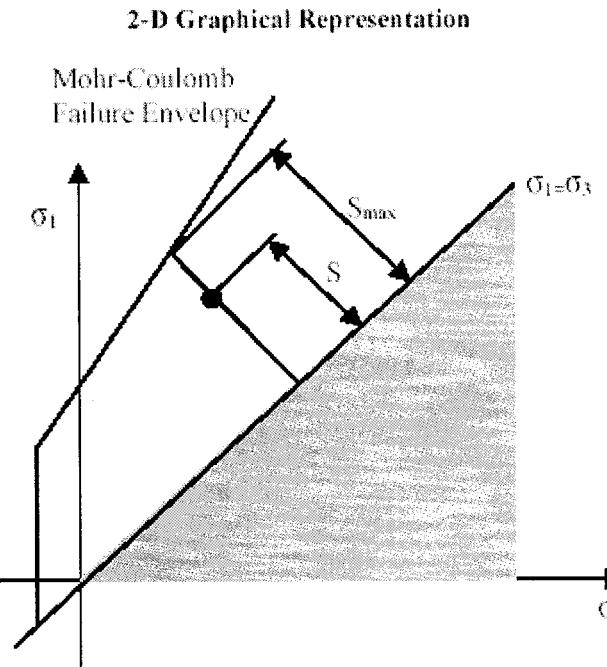
Pour le critère de Hoek-Brown,  $S_{\max}$  est obtenu à partir de l'équation suivante :

$$S_{\max} = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{\tan \Theta}{\sqrt{3}}\right)^2 \left(\frac{m\sigma_c}{8}\right)^2 + \left(\frac{m\sigma_c I_1}{12} + \frac{s\sigma_c^2}{4}\right)} - \frac{m\sigma_c}{8} \left(1 + \frac{\tan \Theta}{\sqrt{3}}\right)}{\cos \Theta} \quad \text{équation (2.14)}$$

où

m et s = paramètres du critère de Hoek-Brown en postulant que  $a = 0,5$

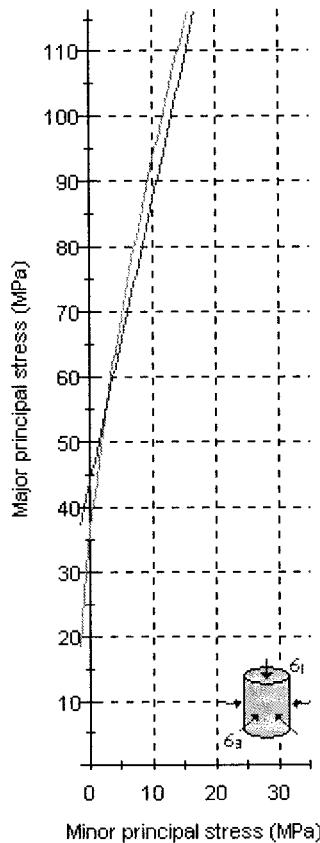
$\sigma_c$  = résistance en compression uniaxiale de la roche intacte



**Figure 2.21 : Représentation graphique du facteur de sécurité pour le critère de Mohr-Coulomb**

Un facteur de sécurité inférieur à 1 veut dire que les contraintes dans l'élément ont atteint ou dépassé la courbe enveloppe de résistance, donc qu'il y a rupture. Comme nous pouvons le voir à la figure 2.22, le critère de Hoek-Brown n'est pas linéaire et, avec les paramètres utilisés, pour une contrainte  $\sigma_3$  supérieure à 4 MPa, ce critère surévalue la résistance de la roche par rapport au critère de Mohr-Coulomb. Comme on pouvait s'y attendre dans le cas présent et comme le montrent les figures 2.23 et 2.24, le critère de Hoek-Brown présente des valeurs de facteur de sécurité inférieurs à ceux obtenus avec Mohr-Coulomb. Ces figures montrent que pour les deux premiers niveaux de la mine, les contraintes se situent généralement dans la zone où le critère de Hoek-Brown présente une résistance plus faible de la roche. Pour les niveaux 3 et 4 que nous

voulons étudier, la situation s'inverse sauf pour les ruptures en tension où le critère de Mohr-Coulomb surestime la résistance par rapport au critère de Hoek-Brown. En effet, comme le montre la figure 2.22, pour des valeurs de  $\sigma_3$  supérieures à environ 4 MPa, le critère de Mohr-Coulomb se situe sous la courbe du critère de Hoek-Brown. Il est à noter que le module de Young (E) des figures 2.23 et 2.24 ne sont pas identiques, car le module utilisé par la mine Niobec a été utilisé pour une des simulations, mais cela n'affecte en rien le niveau des contraintes.



**Figure 2.22 : Comparaison des courbes enveloppes de Morh-Coulomb (en bleu) et de Hoek-Brown (en rouge) selon Roclab dans l'espace des contraintes principales.**

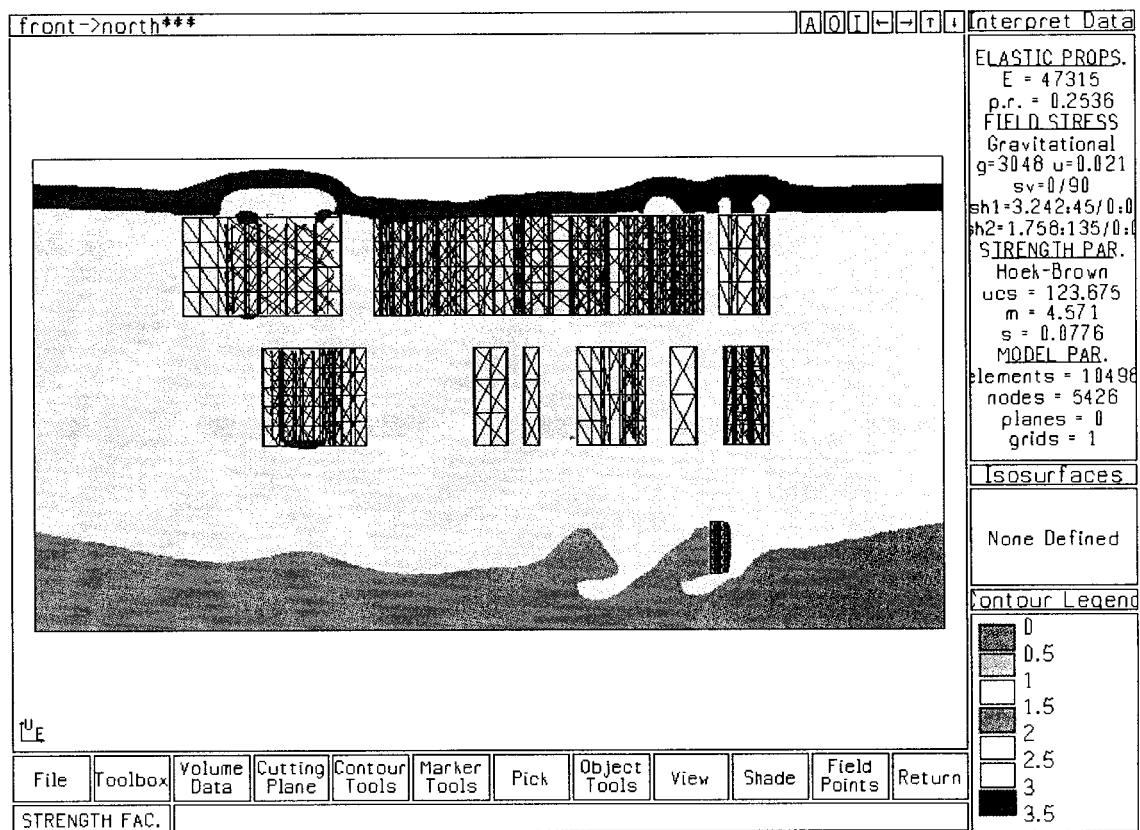


Figure 2.23 : Section 4575 : Facteur de sécurité selon le critère de Hoek-Brown dans Examine3D

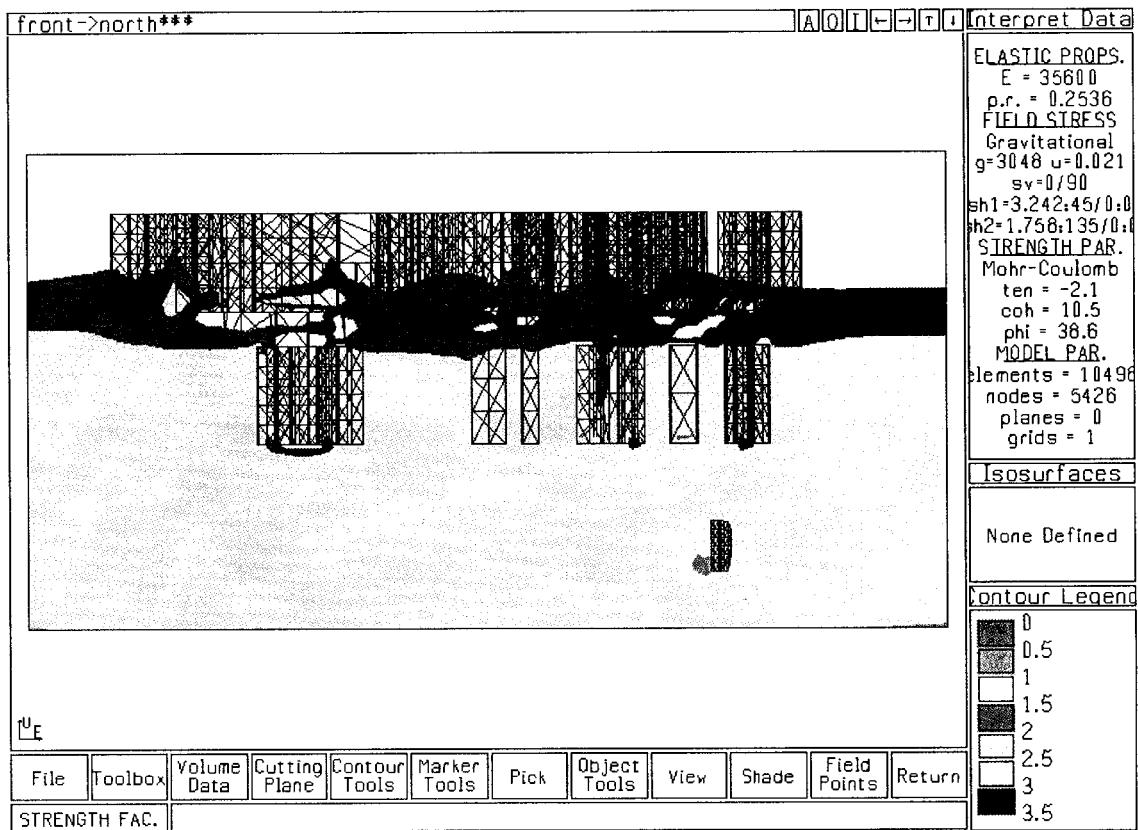


Figure 2.24 : Section 4575 : Facteur de sécurité selon le critère de Mohr-coulomb dans Examine3D

#### 2.4.3.2 Contraintes réelles vs contraintes modifiées

Comme il a été expliqué dans la section précédente, le logiciel FLAC3D ne peut utiliser directement les contraintes naturelles si celles-ci ne sont pas normales aux faces du modèle. Comme il a été indiqué plus tôt, pour se conformer aux exigences de FLAC<sup>3D</sup>, il a fallu modifier le modèle et l'orientation des contraintes. Cependant, le logiciel Examine3D permet d'orienter les contraintes sans avoir à être normales aux faces. Une simulation a donc été faite avec les contraintes mesurées sur le terrain (figure 2.25) et

une autre avec les contraintes modifiées pour s'adapter aux limitations de FLAC<sup>3D</sup> (figure 2.26) pour voir l'influence de ce changement sur les contraintes dans le modèle ainsi que sur le facteur de résistance. De ces simulations, il est ressorti que la simplification est sécuritaire. En effet, les résultats obtenus avec les contraintes modifiées sont très semblables à ceux obtenus avec les contraintes réelles. Par ailleurs,  $\sigma_1$  étant identique et  $\sigma_3$  légèrement inférieure, le facteur de sécurité est un peu plus faible à certains endroits pour les contraintes modifiées. La simplification utilisée est donc valable car elle nous place du côté sécuritaire tout en étant très près de la réalité.

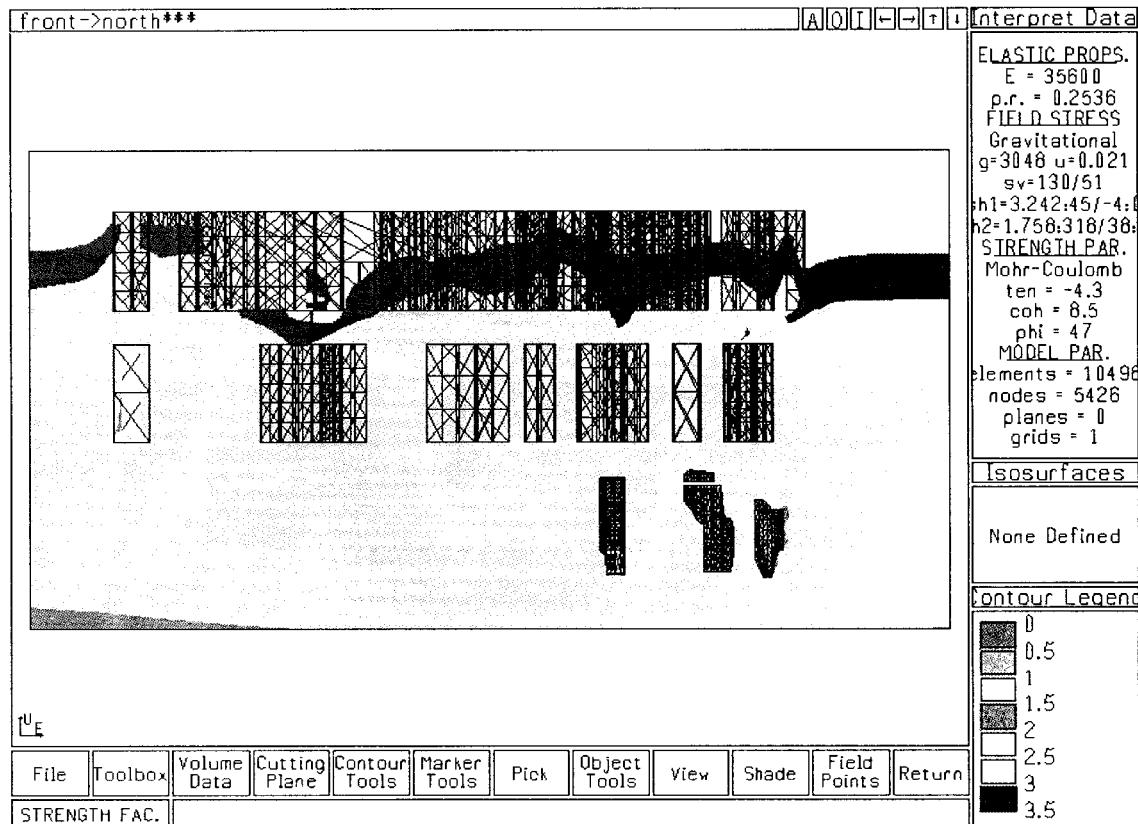


Figure 2.25: Facteurs de sécurité pour les contraintes naturelles dans Examine3D

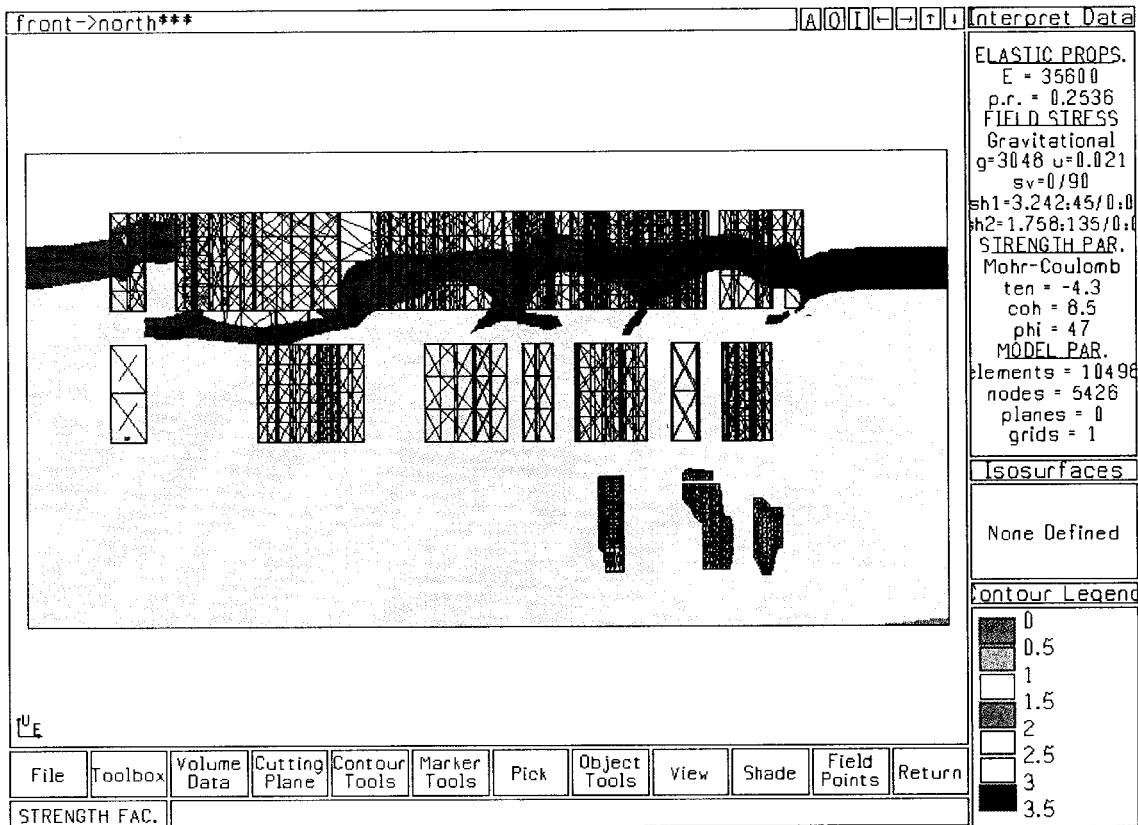


Figure 2.26 : Facteurs de sécurité pour les contraintes modifiées dans Examine3D

#### 2.4.4 Analyse comparative Examine3D – FLAC3D

Après avoir validé l'influence des hypothèses utilisées pour les simulations avec FLAC3D (Mohr-Coulomb, contraintes modifiées), il est maintenant possible de comparer les résultats des deux logiciels. Il faut cependant tenir compte du fait que ces deux logiciels sont différents dans leur approche et dans leur méthode de calcul. Les deux logiciels ne donnent pas non plus leurs résultats de la même façon. Contrairement à FLAC3D, Examine3D ne peut déterminer correctement les zones de ruptures car seule l'élasticité linéaire est considérée. Au lieu d'afficher les zones de rupture, celui-ci donne

un facteur de sécurité défini à la section 2.4.3.1. Les résultats des deux logiciels ont donc été comparés au niveau des contraintes ainsi que des zones de possible rupture. Il faut aussi savoir que les deux logiciels n'utilisent pas les mêmes conventions. FLAC 3D considère la tension comme étant positive tandis que pour Examine3D, la compression est positive. Ceci ne change en rien les résultats, mais donne seulement des signes de contraintes contraires.

#### 2.4.4.1 Contraintes

Les valeurs de  $\sigma_1$  obtenues avec les deux logiciels sont en règle générale à peu près les mêmes (figures 2.27 et 2.28). Le niveau de contrainte associé à la profondeur est le même, c'est plutôt au niveau de l'influence des chantiers sur la distribution des contraintes que FLAC3D se montre plus précis, ce phénomène étant mieux observé que dans Examine, surtout au niveau des relâchements de contrainte (voir figures 2.29 et 2.30). FLAC3D s'avère aussi plus précis car sa légende se subdivise en plus d'intervalles qu'Examine3D, ce qui donne une meilleure résolution dans l'affichage des contraintes.

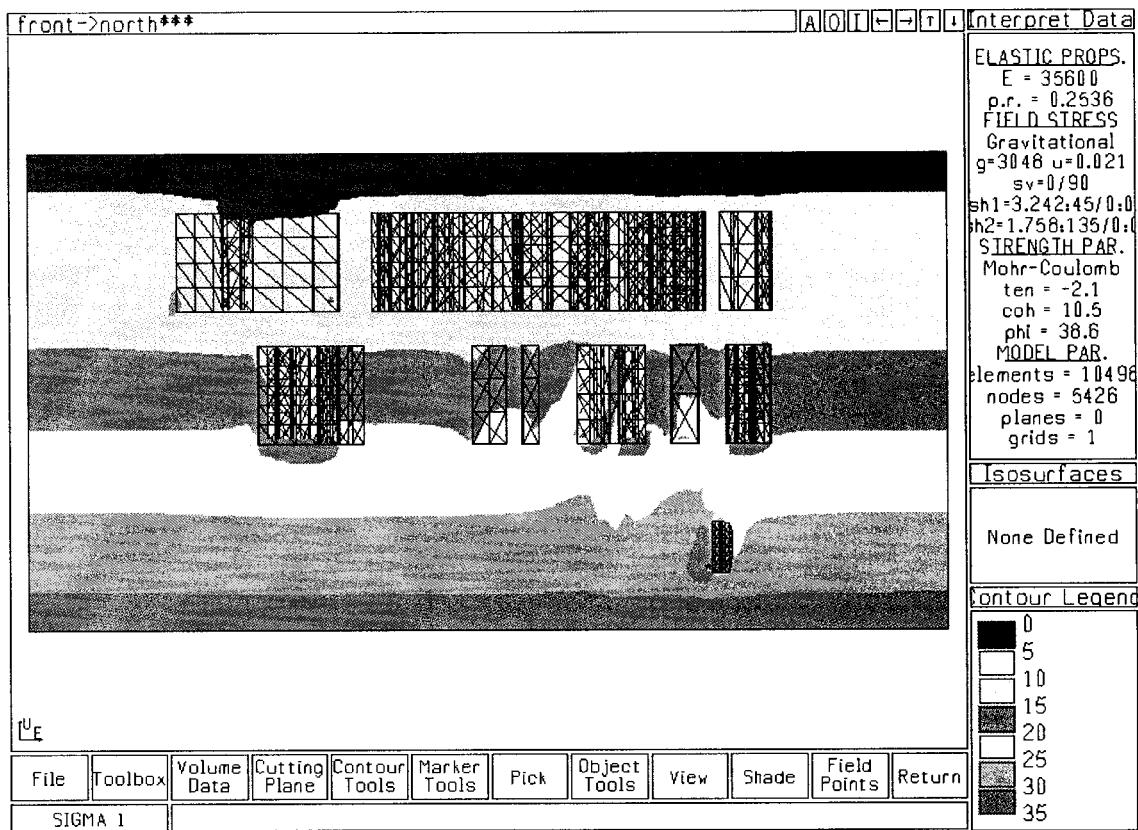


Figure 2.27 : Section 4575 : Contrainte  $\sigma_1$  selon Examine3D

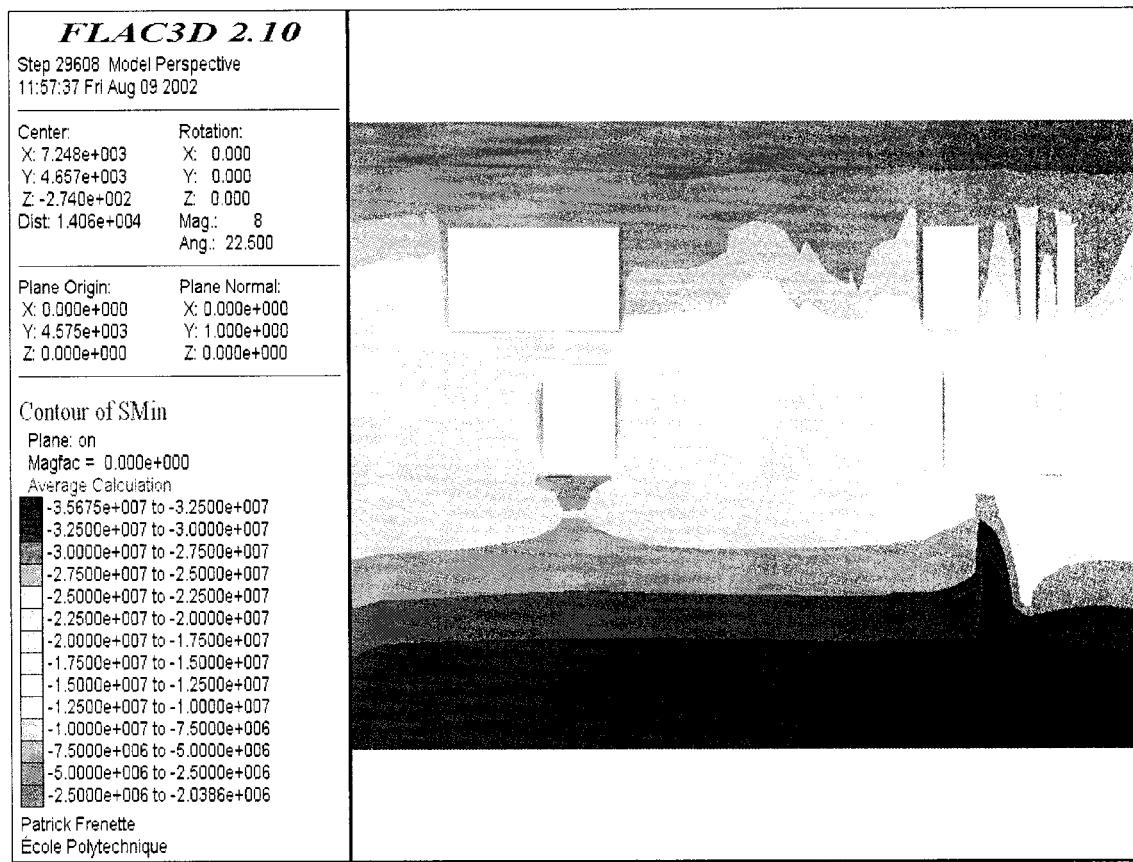


Figure 2.28 : Section 4575 : Contrainte  $\sigma_1$  selon FLAC3D

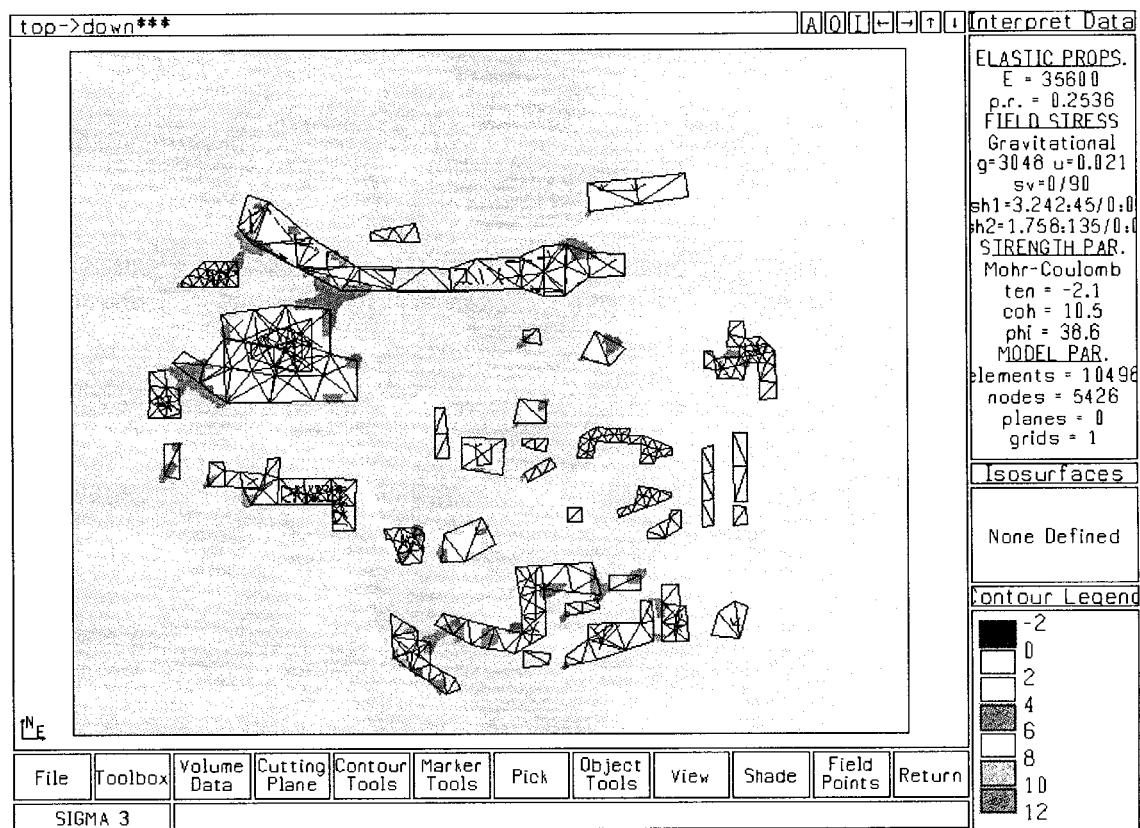


Figure 2.29 : Élévation -168m (550') : Contrainte  $\sigma_3$  dans Examine3D

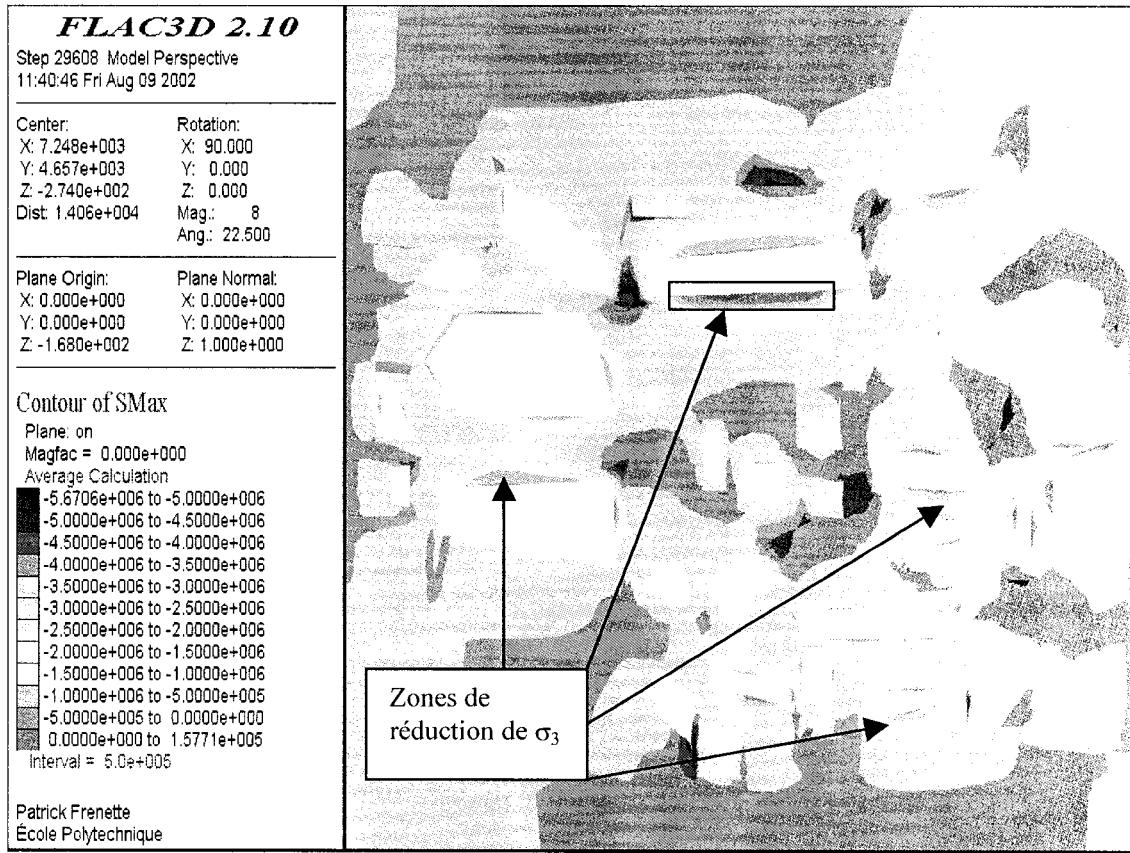
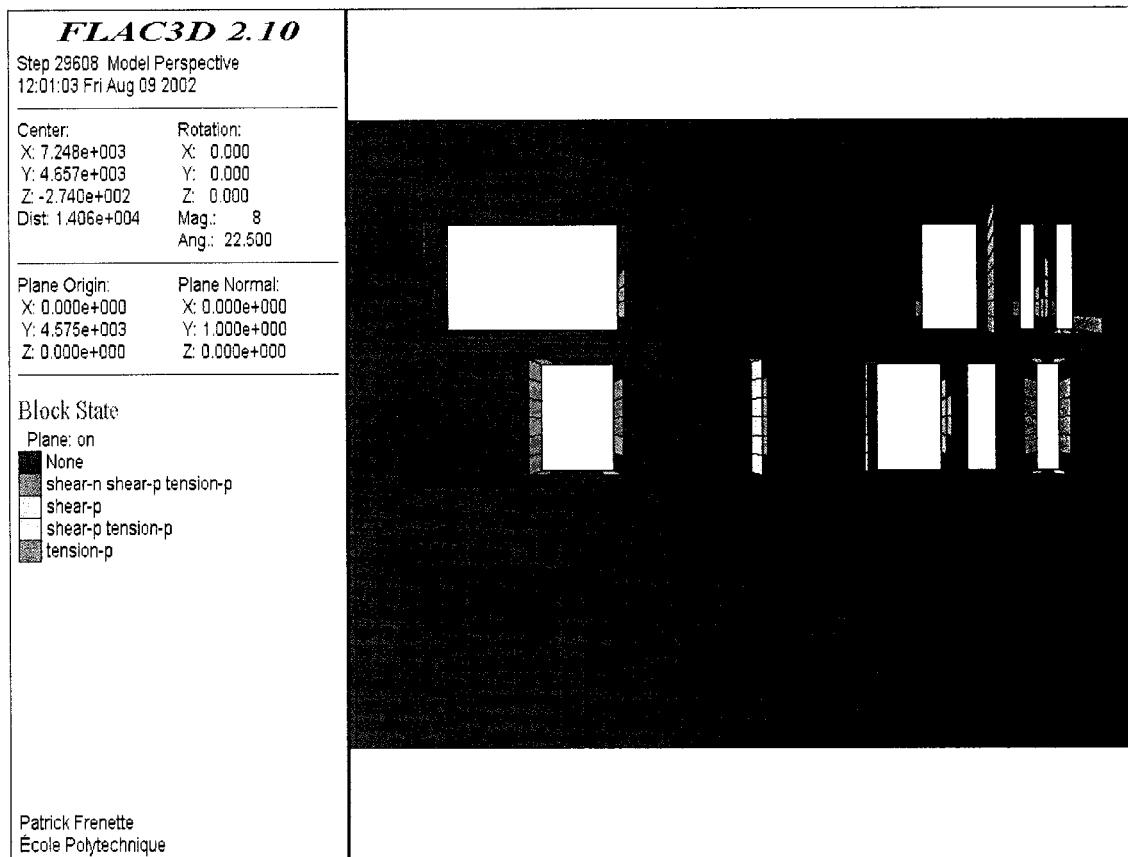


Figure 2.30 : Élévation -168m (550') : Contrainte  $\sigma_3$  dans FLAC3D

#### 2.4.4.2 Zones de rupture

Pour ce qui est des zones de rupture, il y a une différence marquée entre les deux logiciels. On peut voir que le logiciel FLAC3D montre plusieurs zones de rupture près des chantiers (voir figure 2.31). Ceci n'est pas le cas pour Examine3D, le facteur de sécurité étant plus grand que 1 partout dans le modèle, ce qui veut dire qu'aucune rupture ne se produit dans le massif (figure 2.32). Le fait qu'aucune rupture n'est présente près des chantiers peut s'expliquer par le fait que la diminution de  $\sigma_3$  à proximité des chantiers n'est pas prise en compte dans Examine3D, ce qui éloigne l'état

de contrainte de la courbe enveloppe. Le nombre et par extension la dimension des éléments, peut aussi être la cause de ce phénomène car lorsque les éléments sont trop gros dans les zones de gradients élevés, la valeur des contraintes est mal estimée puisqu'évaluée à partir de la moyenne des contraintes dans l'élément. Comme les zones de ruptures sont relativement petites, celles-ci n'ont pas le même poids que le reste de l'élément qui est ainsi considéré stable. Pour vérifier ceci, une simulation avec une résolution deux fois plus grande a été faite qui a permis d'obtenir un facteur de sécurité légèrement plus faible et l'apparition d'une zone de rupture (figure 2.33). Mais on est encore loin des zones de rupture obtenues dans FLAC3D. Les figures suivantes montrent le facteur de sécurité pour la résolution normale et pour la résolution améliorée dans Examine3D ainsi que les zones de rupture dans FLAC3D pour la section 4575 en vue nord.



**Figure 2.31: Section 4575 : Zones de rupture selon FLAC3D**

La légende de la figure 2.31 mentionne les types de rupture (state) suivants : « shear » et « tension » ainsi que les suffixes n et p. Ces derniers signifient respectivement au temps présent (now) et dans le passé (past). Ceci veut donc dire dans le cas de shear-n shear-p tension-p que l'élément en question est présentement en état de rupture en cisaillement, mais qu'au cours de la simulation, il a aussi été en rupture en tension et en cisaillement, les choses ayant changé à cause de la redistribution de contraintes.

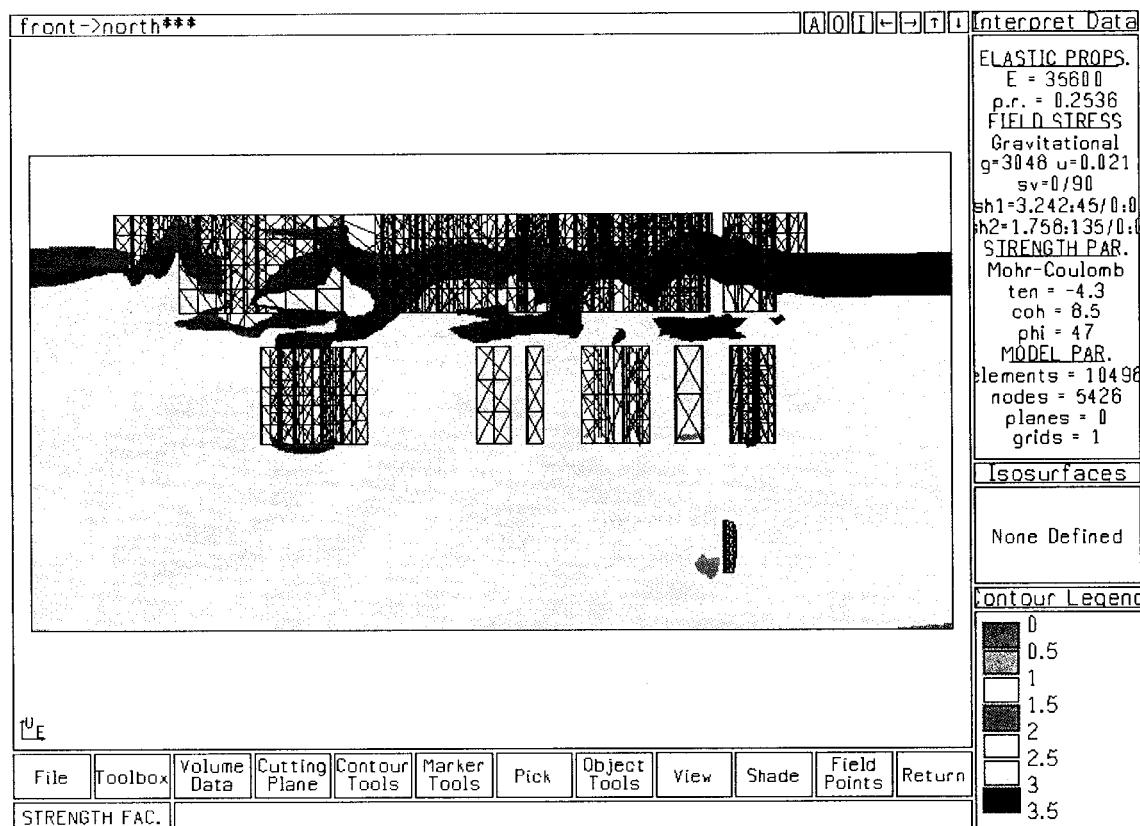


Figure 2.32 : Section 4575 : Facteurs de sécurité pour résolution normale

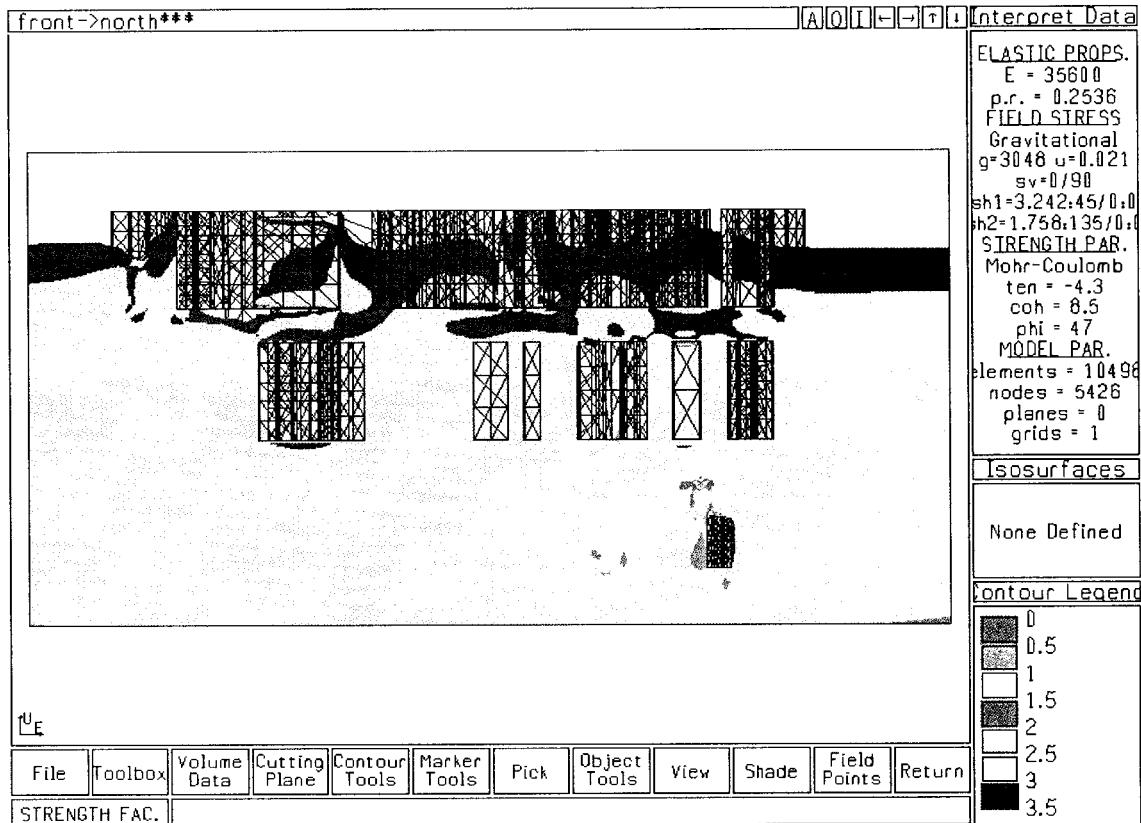


Figure 2.33 : Section 4575 : Facteurs de sécurité pour résolution améliorée

La figure 2.31 montre les zones de rupture identifiées par FLAC<sup>3D</sup>. Celles-ci peuvent sembler importante, mais il faut tenir compte du fait que le maillage de 20m x 20m x 20m est relativement grossier, particulièrement pour les zones de rupture près des chantiers. Aussi, la méthode de discréttisation mixte utilisée par FLAC<sup>3D</sup> divise chaque élément en 4 tétraèdres comme le montre la figure 2.34. Si plus de la moitié de ces tétraèdres sont en rupture dans l'élément, FLAC<sup>3D</sup> indique que l'élément au complet est en rupture. Il peut donc se produire quatre cas, premièrement qu'il y ait rupture d'une partie de l'élément mais que celle-ci ne soit pas indiquée, ensuite qu'il y ait rupture de

plus de la moitié de l'élément, mais que cette rupture montrée soit quand même surévaluée, troisièmement que la rupture indiquée est la rupture réelle et finalement que la rupture montrée sous-estime la rupture réelle.

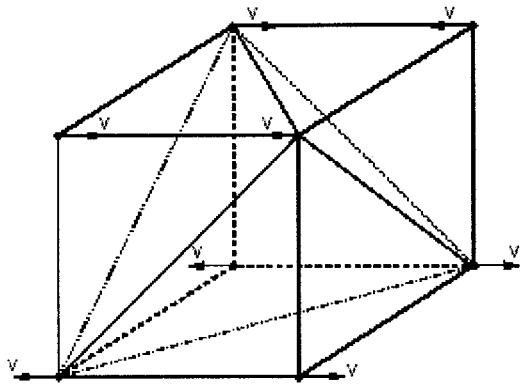


Figure 2.34 : Schéma montrant la division des éléments de FLAC<sup>3D</sup> en 4 tétraèdres

Les figures 2.35 et 2.36 montrent les zones de rupture pour un même chantier soumis aux mêmes contraintes, mais avec un maillage cinq fois plus fin pour le deuxième cas. La figure 2.35 montre moins de rupture que la figure 2.36, ce qui montre le cas de sous-estimation des zones de rupture, mais montre aussi que l'extension de ces zones est plus longue, ce qui montre le cas de la surévaluation de l'extension des zones de rupture. La figure 2.35 correspond au maillage utilisé dans le modèle, ce qui nous porte à croire que nos résultats sous-estiment le nombre de rupture, mais surestiment l'extension des zones de rupture. Bien qu'un maillage plus fin dans tout le modèle aurait été souhaitable, cela aurait engendré des temps de calcul beaucoup plus longs.

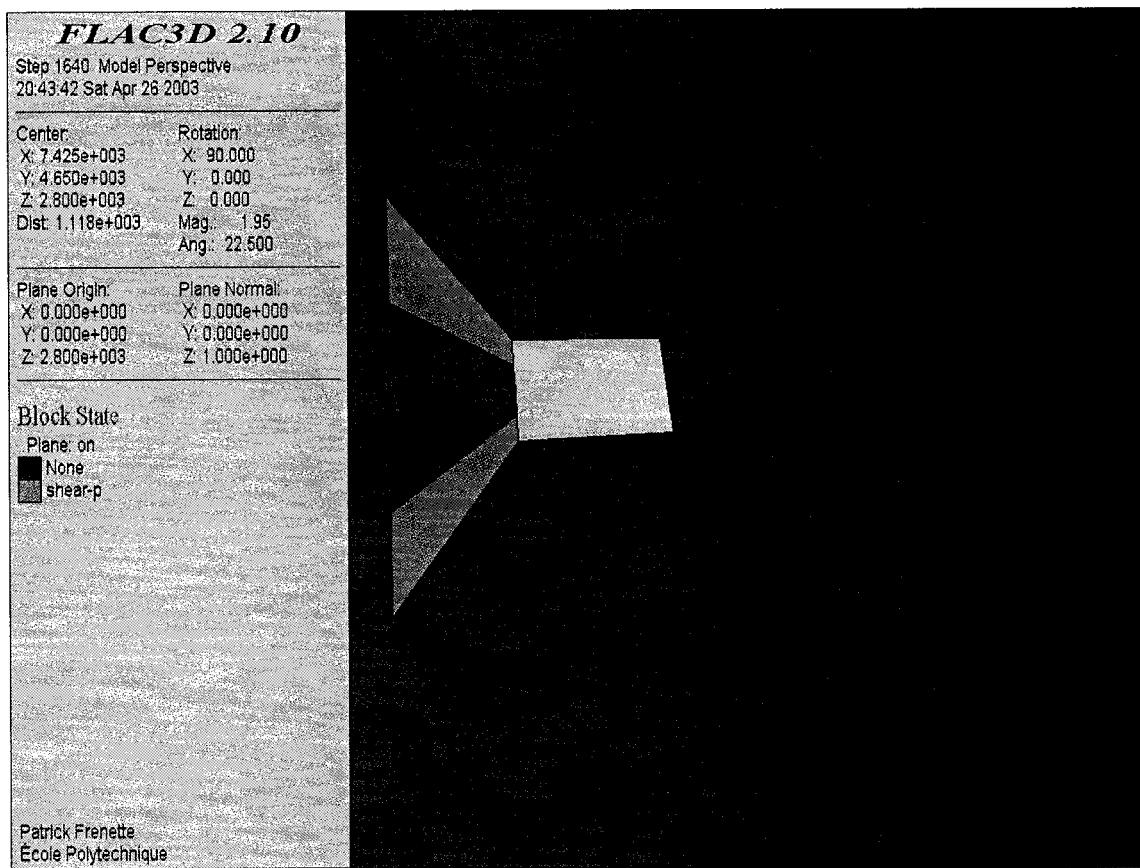


Figure 2.35 : Zones de rupture d'un chantier typique avec le maillage utilisé dans le modèle numérique

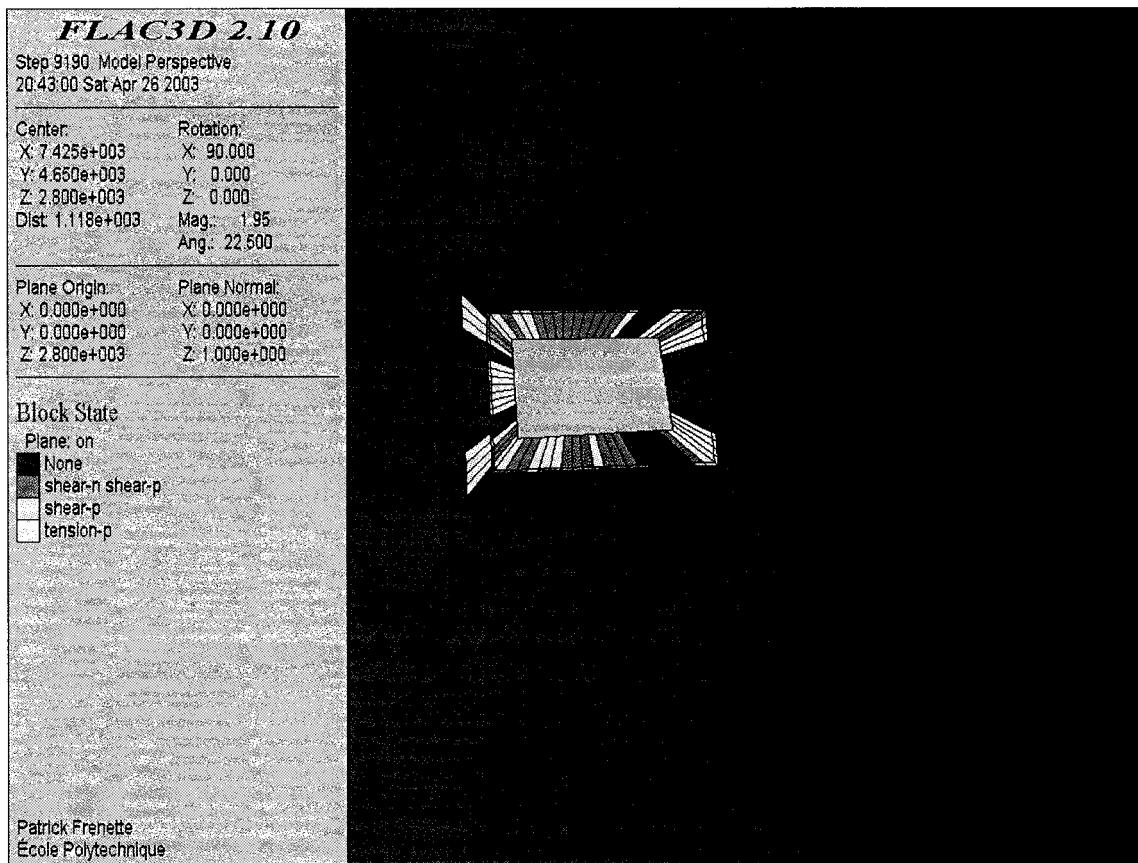


Figure 2.36 : Zones de rupture d'un chantier typique avec le maillage cinq fois plus fin que celui utilisé dans le modèle numérique

## CHAPITRE 3 : ANALYSE DES SCÉNARIIS

### 3.1 Influence de la séquence de minage

Dans le but de diminuer les temps de calcul et l'espace mémoire nécessaire des simulations subséquentes, des simulations ont été effectuées pour comparer les résultats entre une simulation où la séquence de minage est utilisée et une autre où les chantiers sont tous excavés en une seule étape. Le tableau 3.1 montre le nombre de zones en rupture sur différentes sections de la mine pour les deux simulations.

**Tableau 3.1 : Tableau comparatif du nombre de zones en rupture selon la simulation avec séquence de minage et celle sans séquence pour différentes sections de la mine**

Section	Sans séquence	Avec séquence	Différence
4410	36	37	1
4465	74	80	6
4530	65	64	-1
4575	70	81	11
4625	58	71	13
4675	45	35	-10
4730	41	37	-4
4795	87	92	5
4830	37	43	6
4900	14	15	1

On peut voir que le nombre de zones en rupture est relativement semblable, mais qu'il n'y a pas de constance dans la différence du nombre de rupture. En effet, dans la plupart des sections, la simulation avec séquence génère plus de zones de rupture, mais ce n'est pas toujours le cas. Les figures 3.1 et 3.2 montrent les zones de rupture pour la section 4675 pour les deux simulations, soit un cas où le nombre de rupture est plus élevé dans le cas de la simulation sans séquence. La figure 3.3 montre le nom des chantiers pour cette section identifiés par des couleurs différentes.

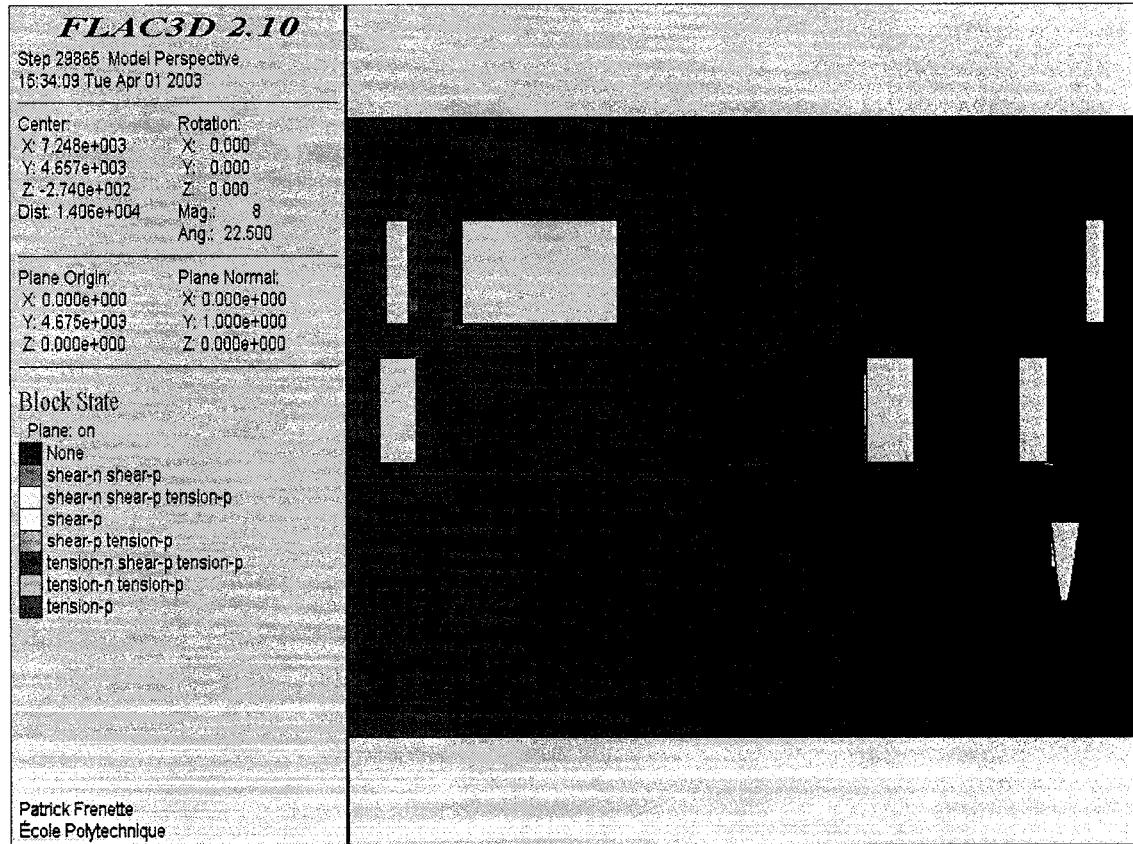


Figure 3.1 : Zones de rupture dans la section 4675 pour la simulation sans séquence

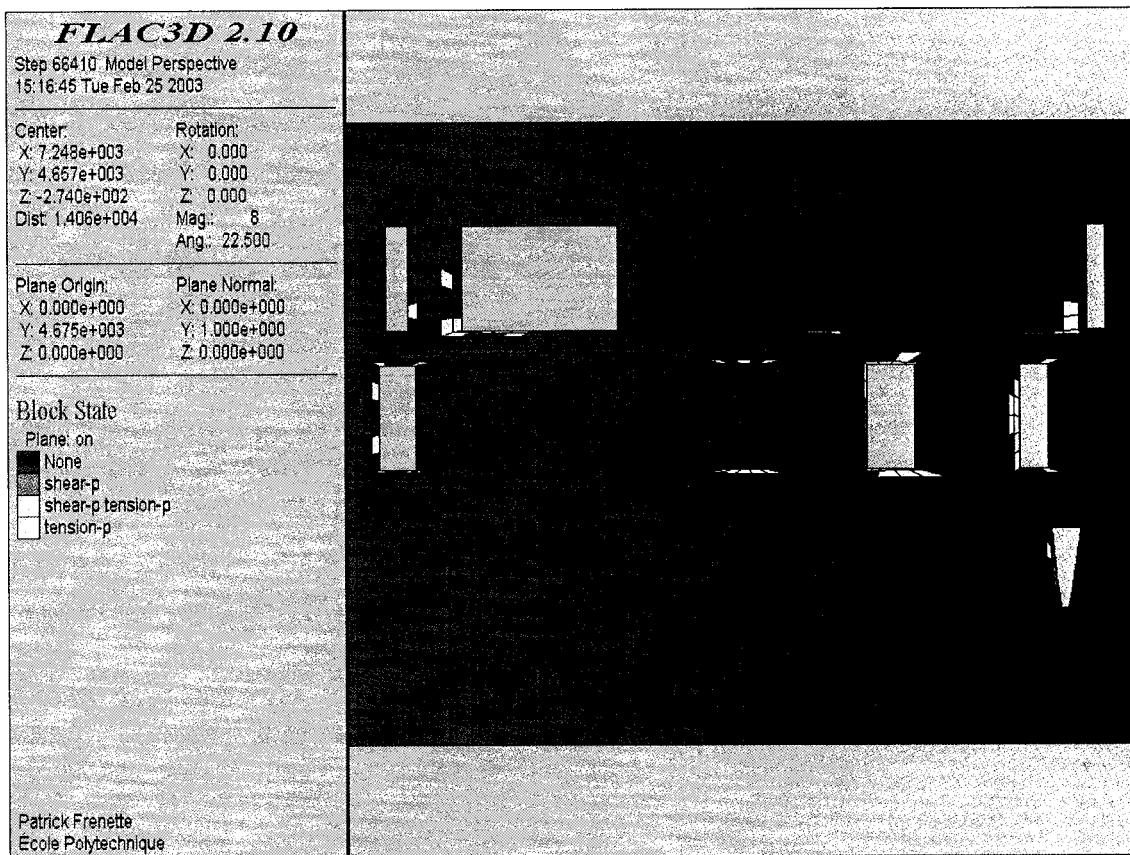
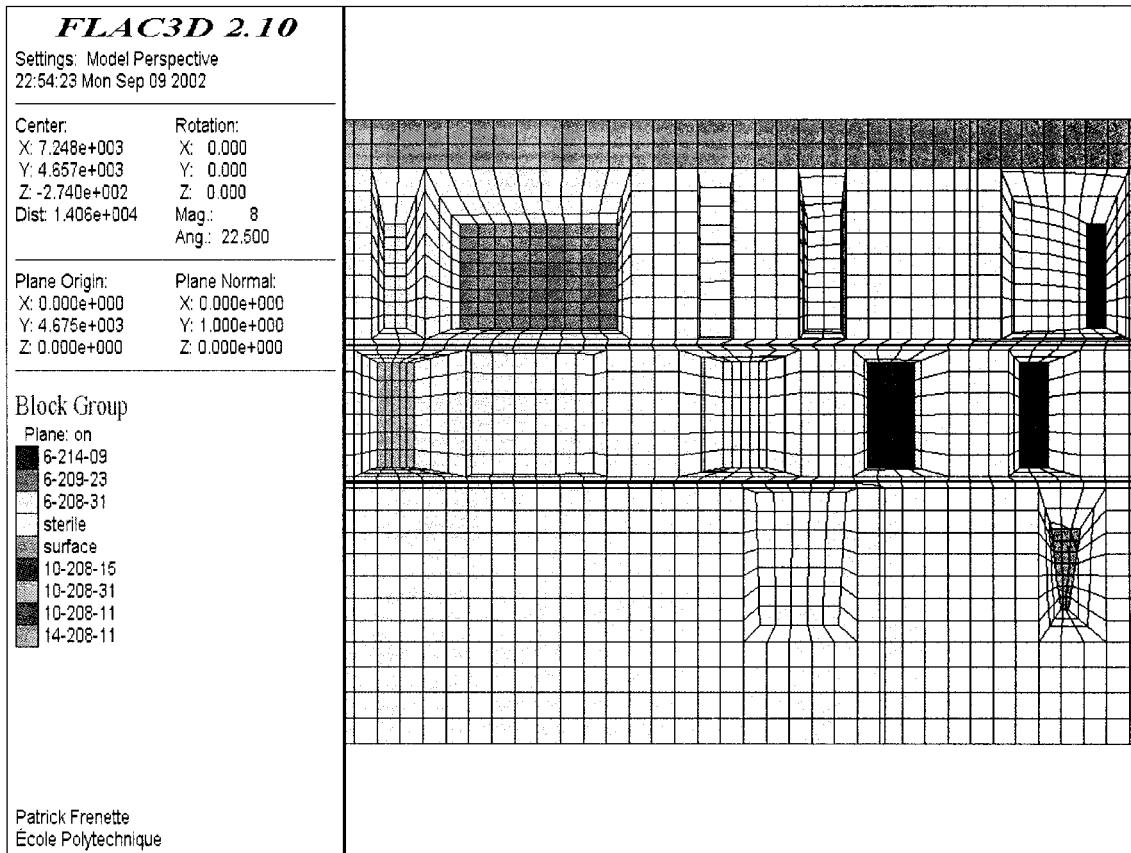


Figure 3.2 : Zones de rupture dans la section 4675 pour la simulation avec séquence



**Figure 3.3 : Nom des chantiers de la section 4675**

Une analyse visuelle des figures 3.1 et 3.2 montre que les différences se situent surtout près des chantiers 6-208-31, 10-208-31 et 10-208-11. Pour ce qui est du reste du modèle, les zones de rupture concordent bien. Les figures 3.4 et 3.5 montrent quand à elles la section 4625 pour les deux simulations où la quantité de zones en rupture est plus élevée dans le cas de la simulation avec la séquence de minage. La figure 3.6 montre le nom des chantiers pour cette section.

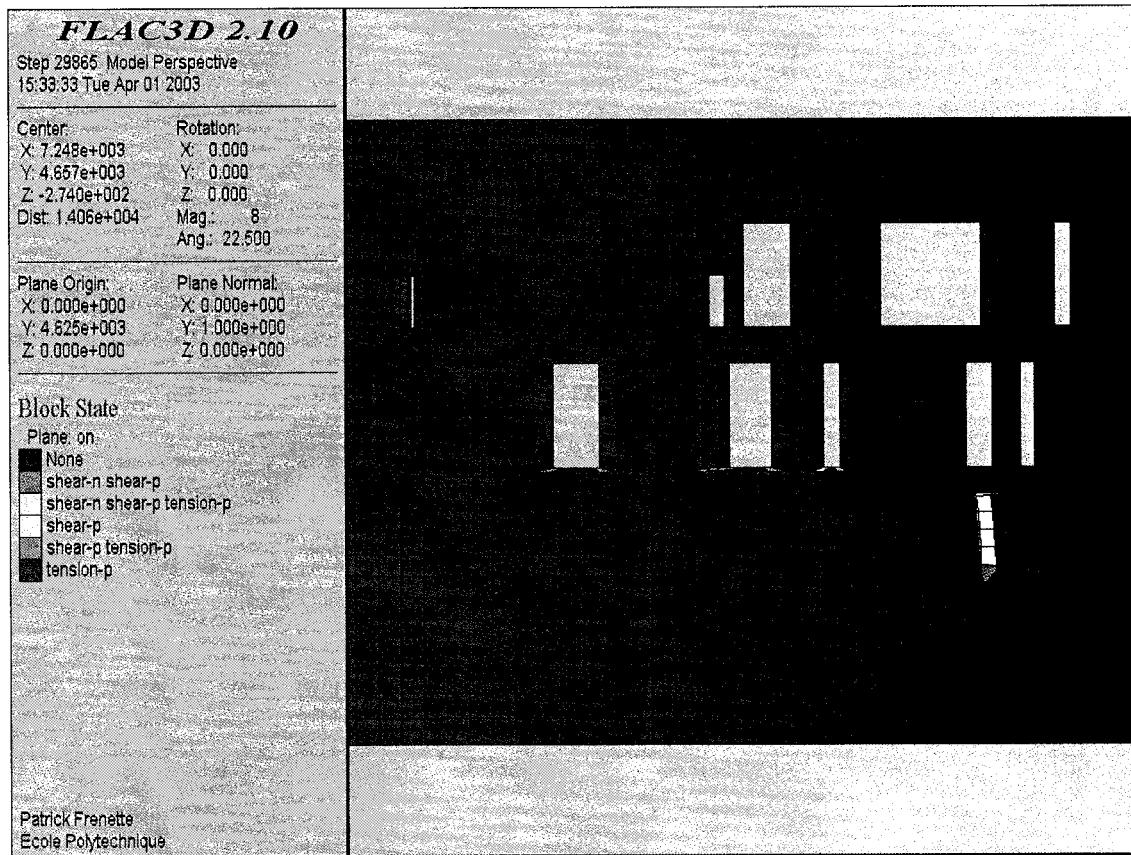


Figure 3.4 : Zones de rupture dans la section 4625 pour la simulation sans séquence

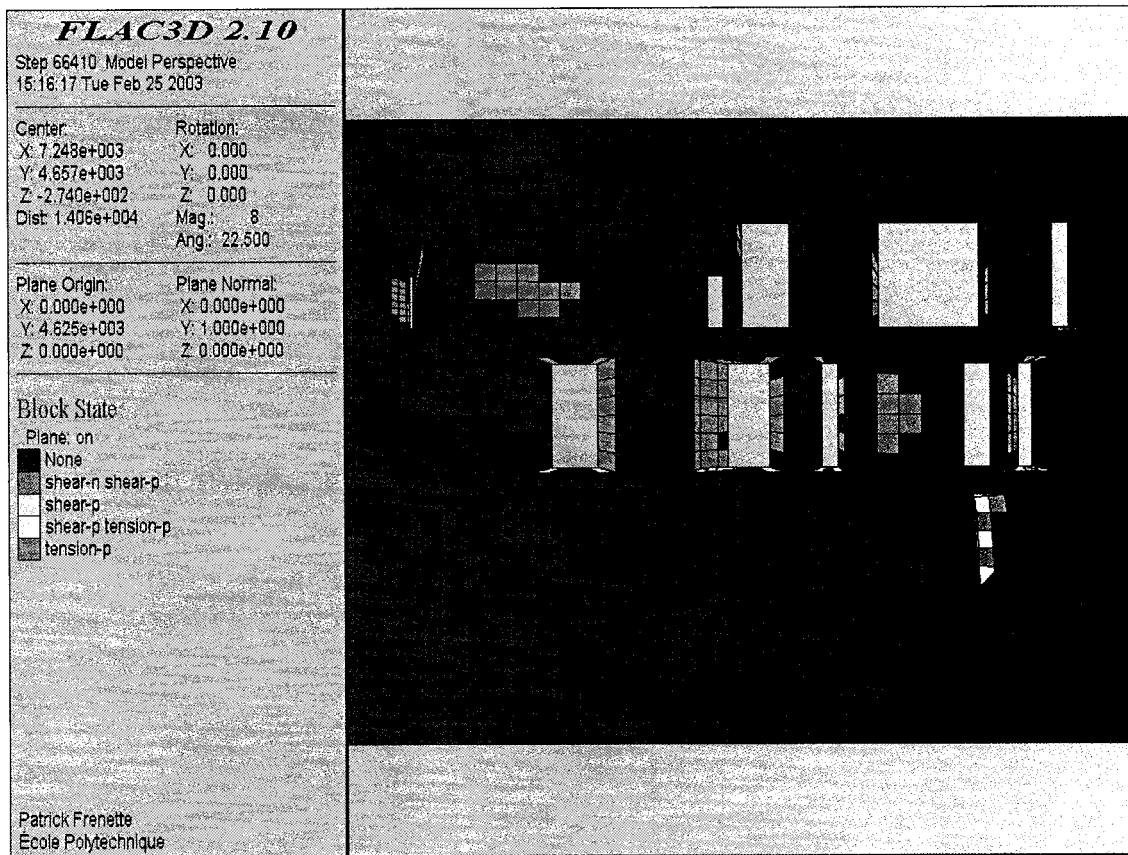


Figure 3.5 : Zones de rupture dans la section 4625 pour la simulation avec séquence

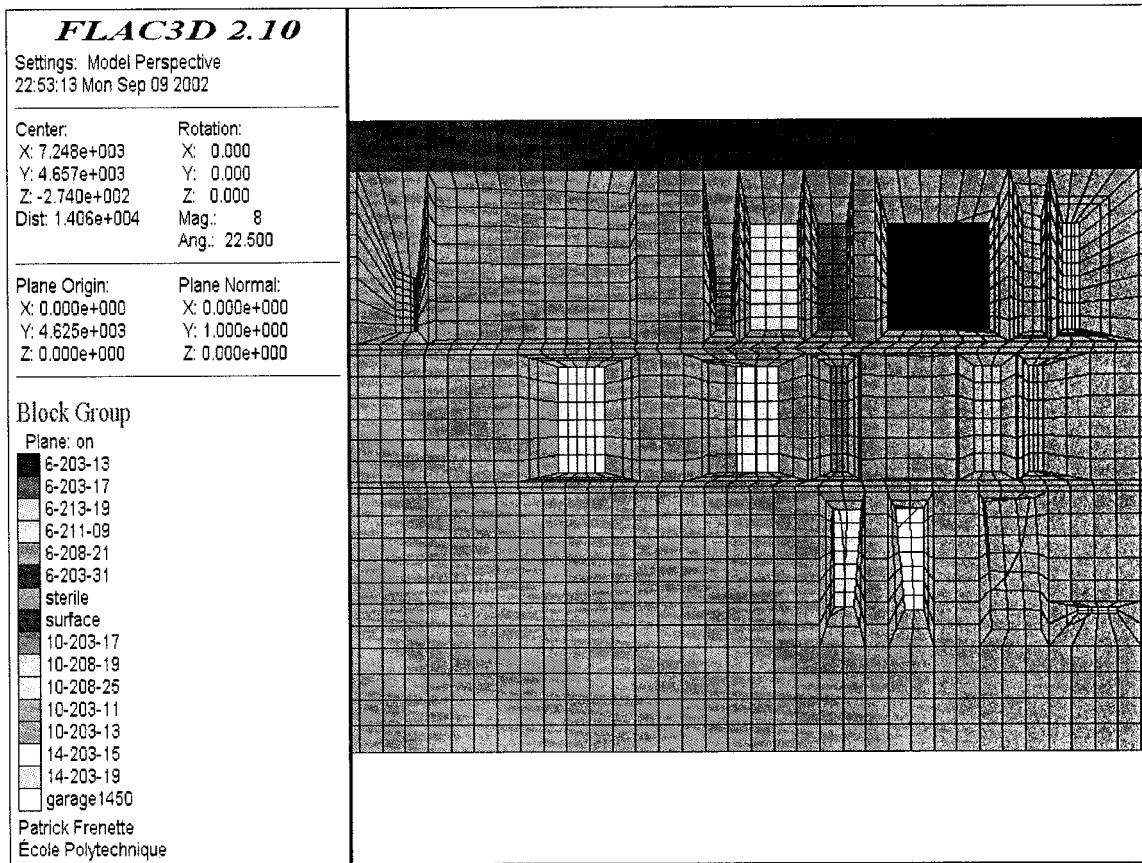


Figure 3.6 : Nom des chantiers pour la section 4625

Pour ce qui est des différences entre les zones de rupture entre les figures 3.4 et 3.5, celles-ci se situent principalement près des chantiers 10-208-25 et 10-208-19 ainsi que dans le mur près du chantier 6-209-23. Il est à remarquer que pour la simulation avec séquence, il y a augmentation du nombre de rupture près des chantiers 6-209-23 et 10-208-19, mais une baisse près du chantier 10-208-25. Les autres zones de rupture sont sensiblement les mêmes. Il y a donc lieu de croire que la séquence de minage influence le nombre de zones en rupture, mais que la simulation sans séquence indique quand

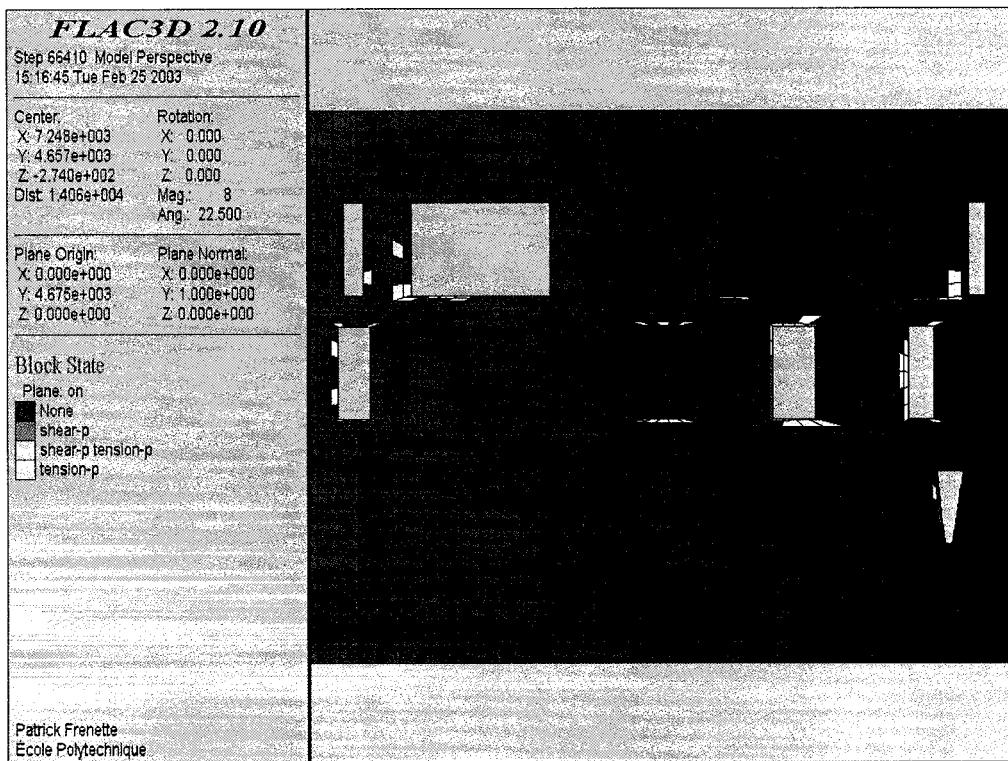
même bien les zones de rupture. Les différences se situent presque exclusivement près des murs des chantiers en non au toit ou au plancher.

### 3.2 Effet du remblai

Des simulations ont été effectuées pour déterminer l'effet du remblai sur la stabilité des excavations. Dans une première étape, la séquence de minage de la mine allant de 1976 jusqu'à 2001 a été simulée. Dans un deuxième temps, la même séquence a été utilisée, mais en remblayant au fur et à mesure les chantiers minés. Les paramètres de déformabilité et de résistance utilisés pour le remblai correspondent à un remblai cimenté typique avec 8% de ciment (Nantel, 1998). Ces paramètres sont : module de rigidité (G) de 90 MPa, module de compressibilité (K) de 80 MPa, angle de friction ( $\phi$ ) de 30°, cohésion (C) de 0,4 MPa, une densité volumique ( $\gamma$ ) de 1800 kg/m<sup>3</sup> et une résistance en tension nulle. Les figures 3.7 à 3.9 montrent les zones de rupture pour les deux séquences ainsi que la séquence remblayée, mais le remblai n'étant pas montré pour pouvoir comparer les deux séquences sur les mêmes bases. En effet, pour pouvoir comparer le nombre de zones en rupture dans le massif, il ne faut pas prendre en considération les zones de rupture dans le remblai. Le nombre de zone en rupture a été analysé sur différentes sections de la mine pour la séquence sans remblai et celle avec remblai. Les résultats sont affichés dans le tableau 3.2.

**Tableau 3.2 : Tableau comparatif du nombre de zones en rupture selon la simulation avec remblayage et celle sans remblayage pour différentes sections de la mine**

section	Sans remblai	Avec remblai	Différence
4410	37	37	0
4465	80	77	3
4530	64	61	3
4575	81	79	2
4625	71	67	4
4675	35	33	2
4730	37	34	3
4795	92	88	4
4830	43	43	0
4900	15	15	0



**Figure 3.7 : Zones de rupture pour la séquence sans remblayage pour une section typique**

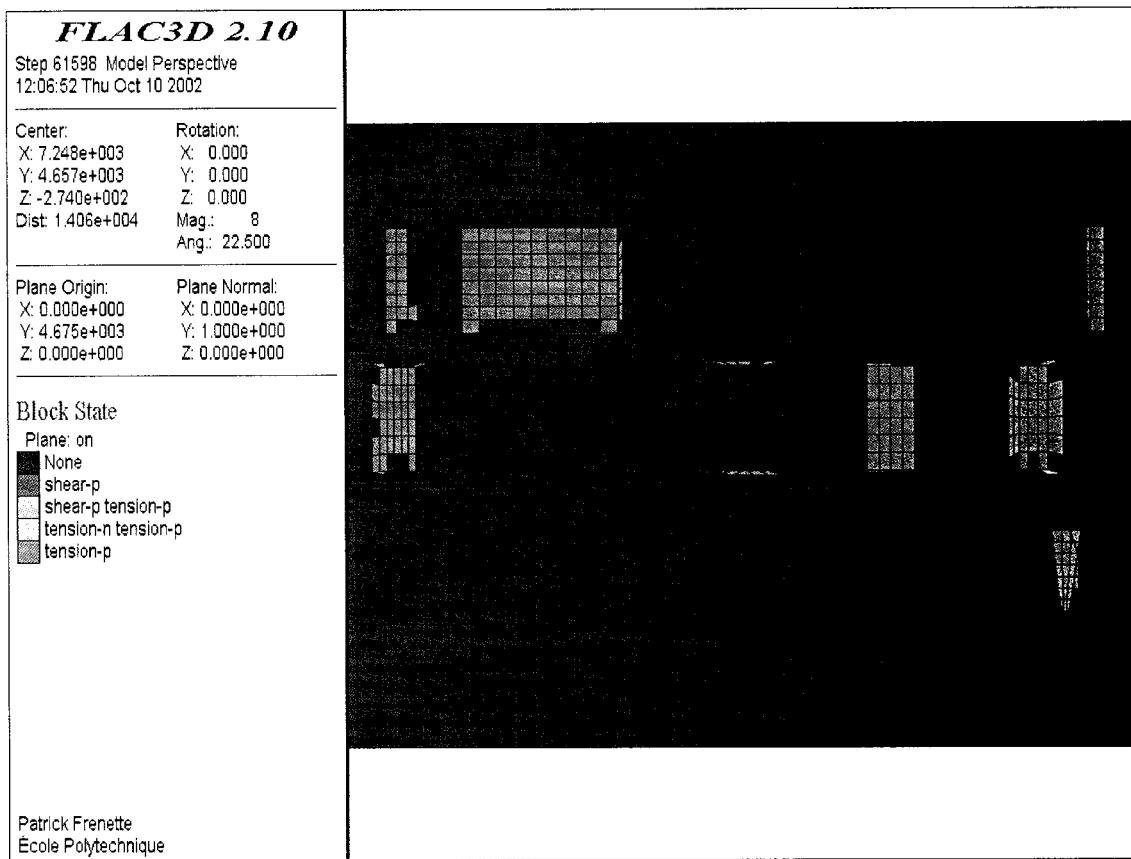
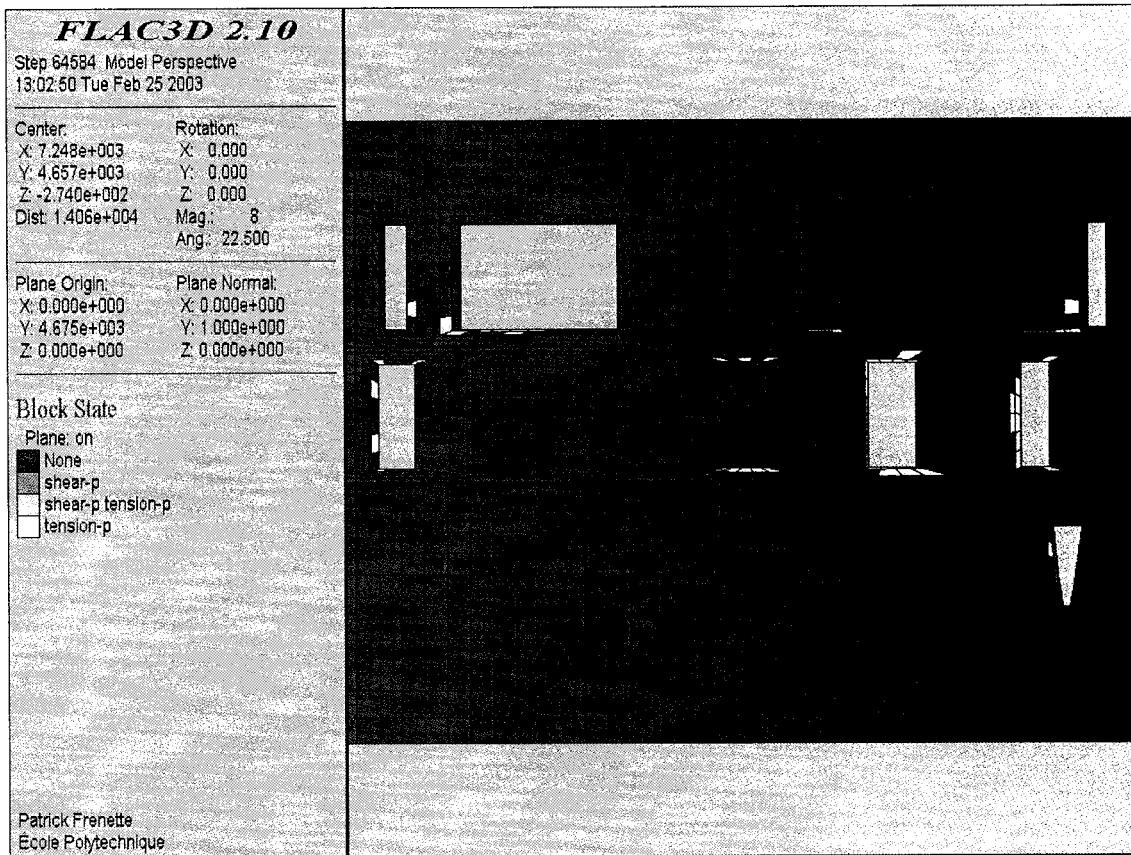


Figure 3.8 : Zones de rupture pour la séquence avec remblayage pour une section typique



**Figure 3.9 : Zones de rupture pour la séquence avec remblayage, mais le remblai non montré pour une section typique**

Le tableau 3.2 montre que le nombre de zones de rupture reste presque le même pour les différentes sections. Les figures 3.10 et 3.11 montrent la section 4575 sans remblai et avec remblai respectivement. La figure 3.12 montre la même section, mais avec le nom des différents chantiers.

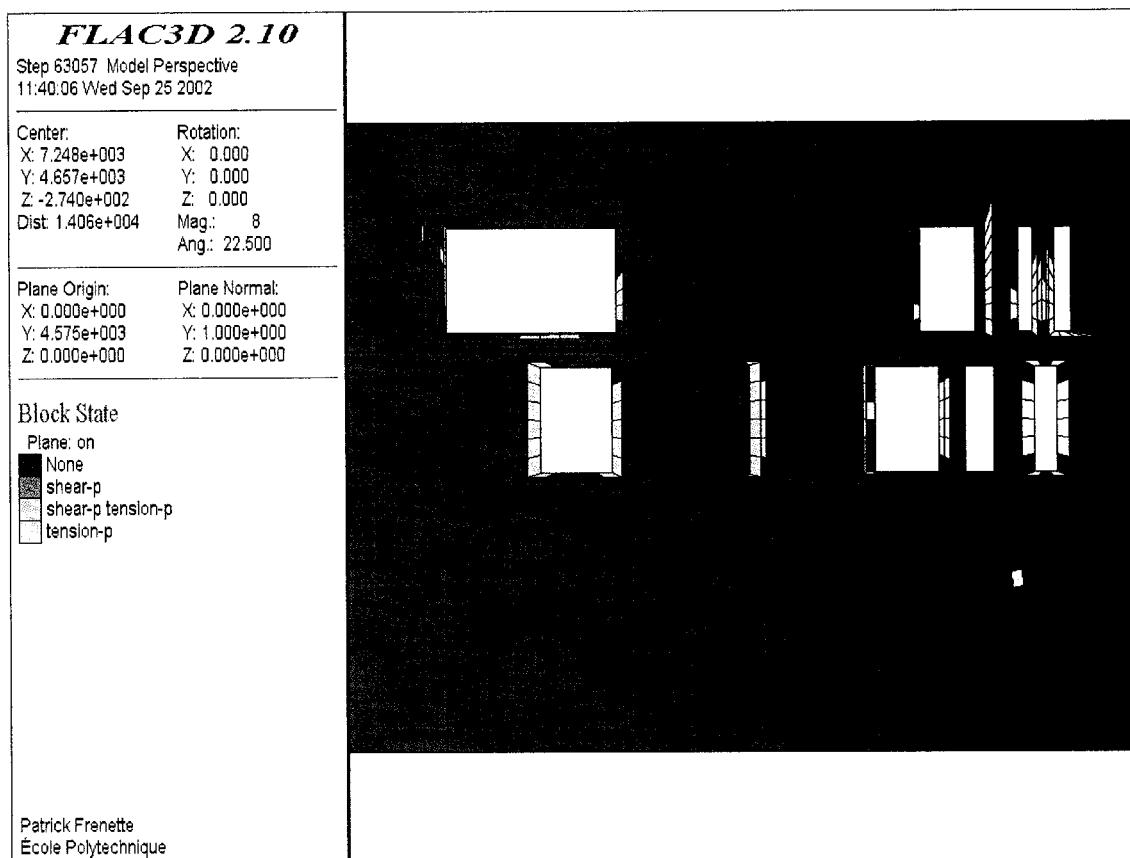


Figure 3.10 : Zones de rupture pour la section 4575 selon la séquence sans remblayage

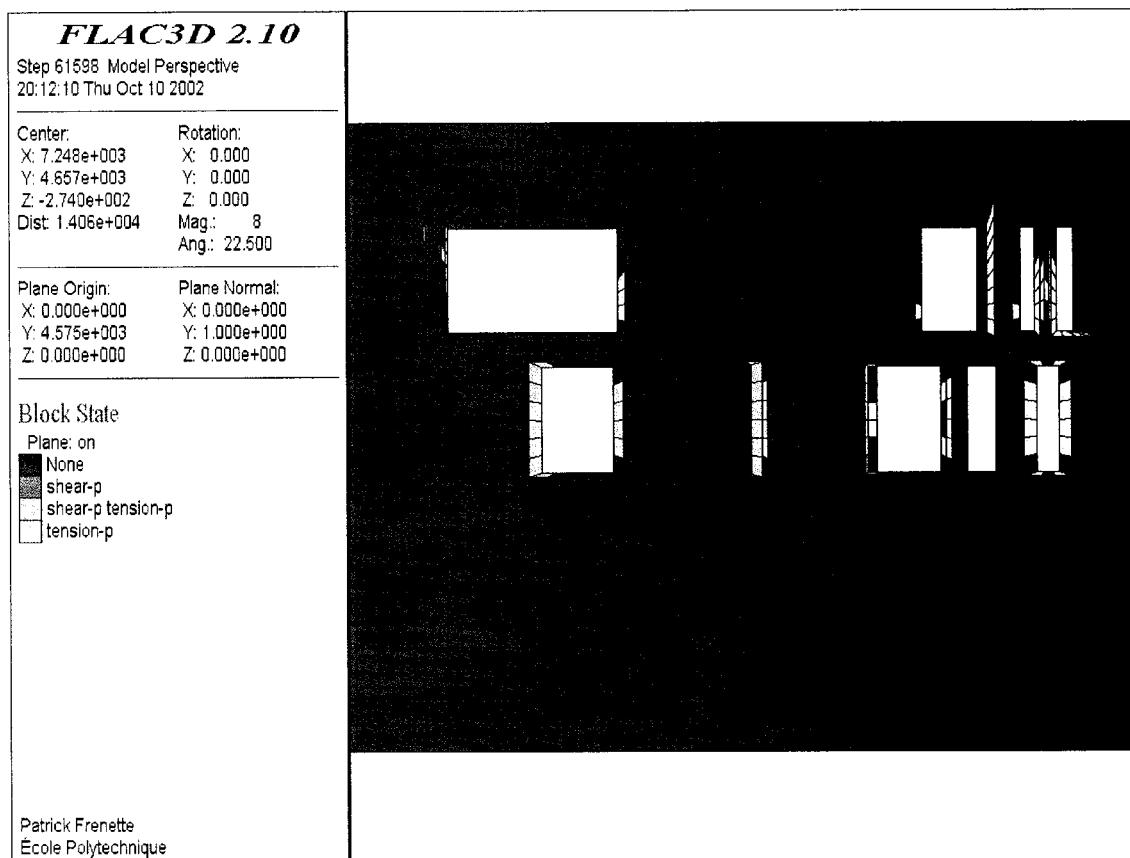


Figure 3.11 : Zones de rupture pour la section 4575 selon la séquence avec remblayage

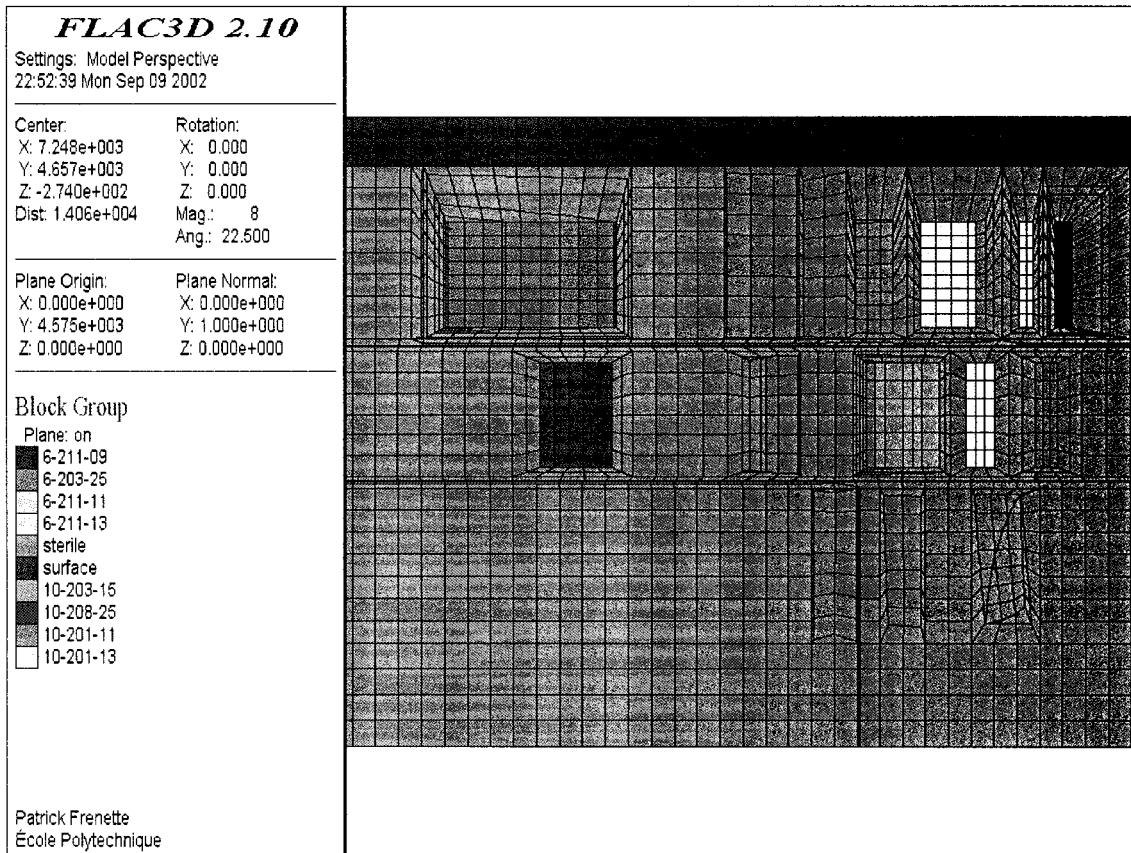


Figure 3.12 : Nom des chantiers de la section 4575

Les figures 3.10 à 3.12 montrent que les différences se situent surtout près des chantiers 6-203-25 et 10-208-25, les autres excavations montrant peu de différences. Il nous est donc possible de croire que le remblai peut avoir un effet local dans certains secteurs de la mine, mais que de façon générale, le remblai ne réduit pas de façon significative les zones de rupture du massif rocheux.

### 3.3 Épaisseur du pilier de niveau entre les blocs 3 et 4

L'un des principaux objectifs de ce projet est de déterminer l'épaisseur optimale du pilier horizontal entre les blocs miniers 3 et 4. Plusieurs options sont possibles, soit l'utilisation d'un pilier de la même épaisseur que le dernier pilier horizontal à 45m (150 pieds), l'augmentation de l'épaisseur à 60m (200 pieds) ou l'utilisation de remblai pour diminuer l'épaisseur. Cependant, comme il a été vu précédemment, le remblai n'a pas vraiment d'effets sur la stabilité du massif. Comme aucune étude n'était disponible pour vérifier si le deuxième pilier était d'une épaisseur optimale, il a aussi été décidé de voir si une épaisseur de 30m (100 pieds) aurait pu être envisagée pour le troisième pilier.

#### 3.3.1 Troisième pilier de 30m

Une première simulation avec un troisième pilier de 30m a été effectuée sur le modèle. Les blocs miniers 1 et 2 ont été utilisés pour simuler les chantiers des blocs 3 et 4 en raison du manque d'informations sur ces derniers. Pour diminuer le temps de calcul, la séquence de minage a été effectuée en une seule étape, ce qui n'induit pas d'erreur significative dans les piliers horizontaux comme nous avons pu le voir précédemment. La simulation montre que le pilier dans son ensemble reste stable avec certaines zones de rupture près des excavations, aussi bien à la partie supérieure qu'inférieure du troisième pilier (figure 3.13). Les simulations montrent que les zones de rupture vont jusqu'à 5m sous les chantiers du 3<sup>e</sup> bloc et 5m au dessus de celles du 4<sup>e</sup> bloc, ce qui

laisse une épaisseur minimale intacte d'environ 20m (65 pieds). Comme nous l'avons observé à la section 2.4.4.2, le nombre de zones en rupture est sous-estimé, mais l'extension de ces zones de rupture semble surestimée par FLAC<sup>3D</sup>. Ces valeurs d'extension ont été conservées pour être le plus sécuritaire possible. On peut aussi voir une augmentation du nombre de zones en rupture dans les murs des chantiers du 4<sup>e</sup> bloc comparativement à ce qui se passe dans les blocs supérieurs, mais cela ne semble pas affecter le pilier horizontal. La figure 3.14 montre une vue en plan à une profondeur de 500m, soit dans le 4<sup>e</sup> bloc. On peut y voir que l'augmentation des zones de rupture à l'ouest des chantiers de la section 4795 est en fait une rupture du mur sud d'autre autre chantier. Un facteur de sécurité a été calculé selon les mêmes équations qu'Examine3D pour l'ensemble des éléments du troisième pilier. Pour le critère de Mohr-Coulomb utilisé dans FLAC3D, les équations sont celles montrées à la section 2.4.3.1.

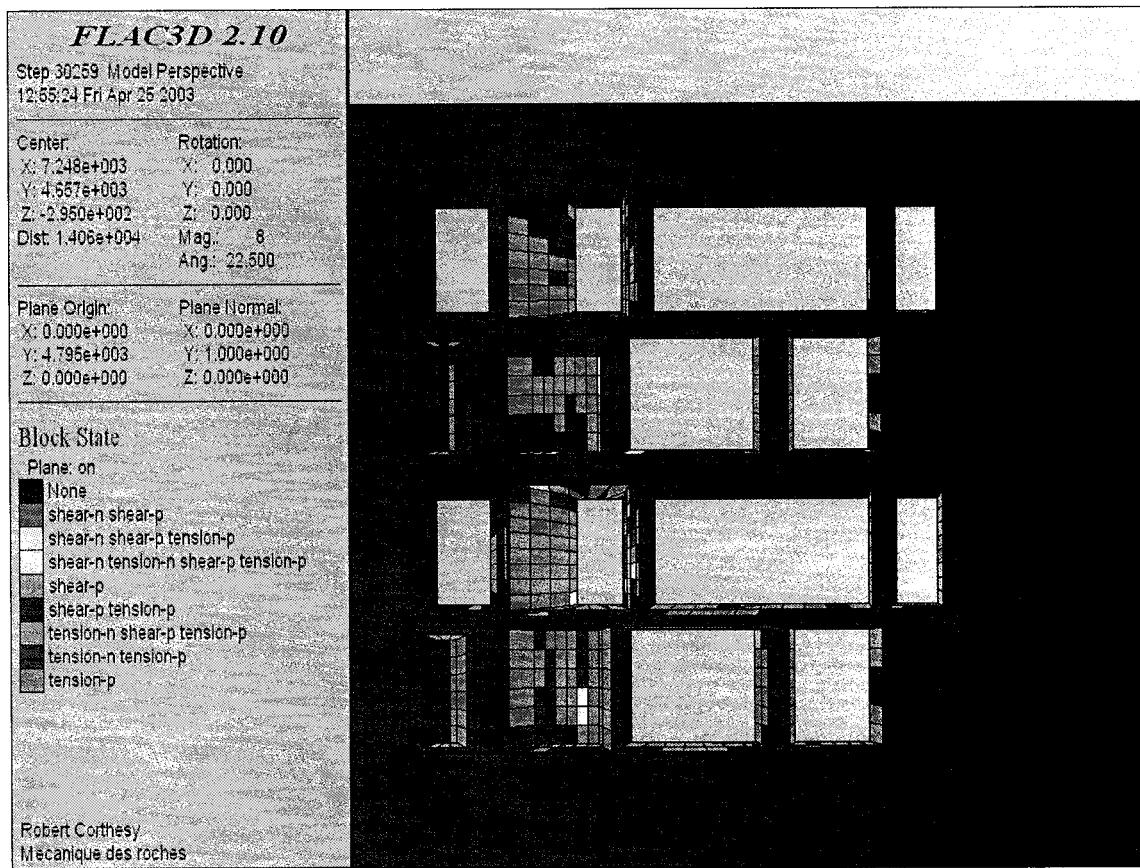
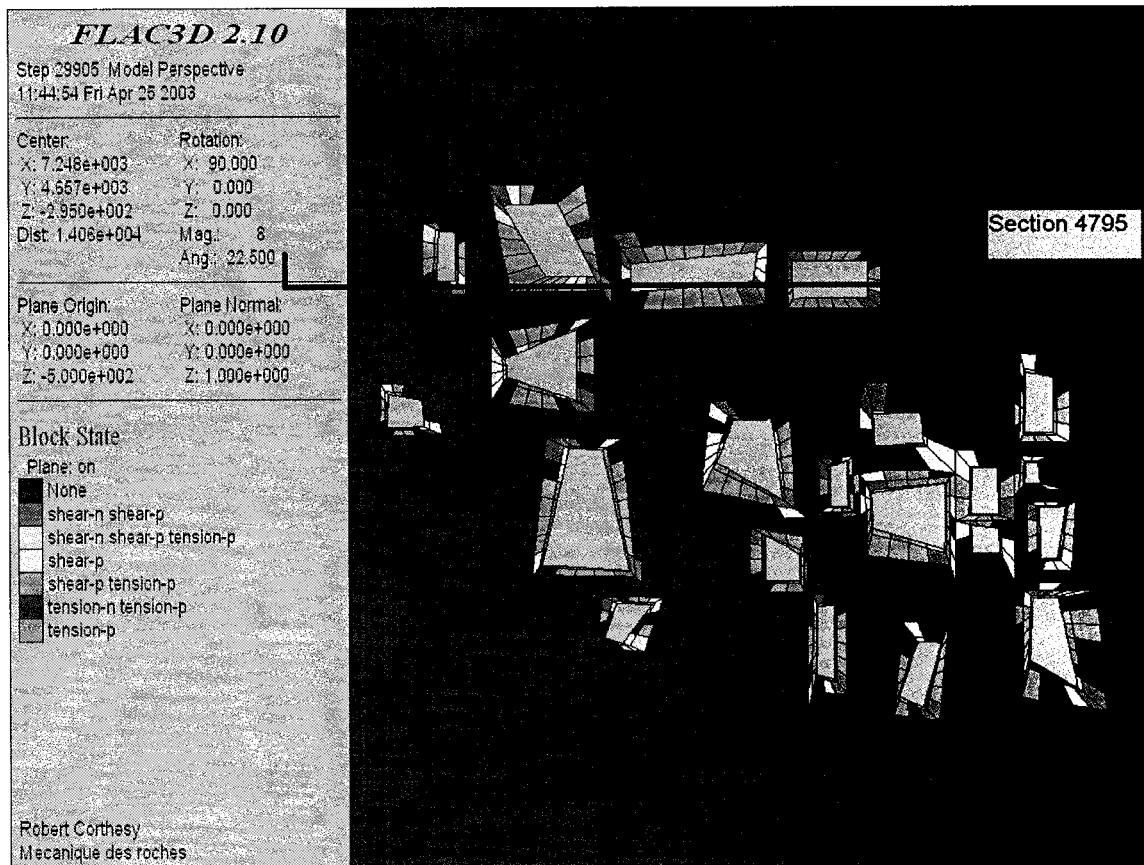


Figure 3.13 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 30m



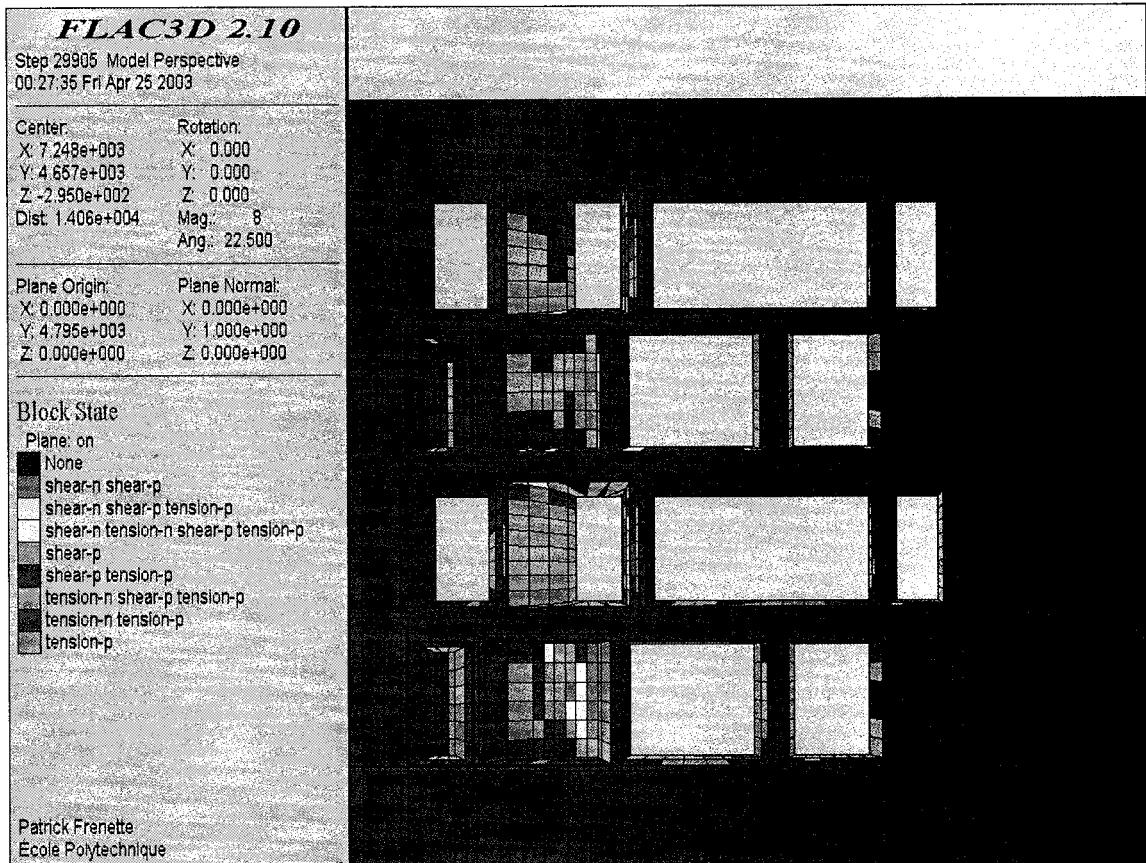
**Figure 3.14 : Vue en plan à une profondeur de 500m**

Les contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  pour la zone du pilier ont été obtenues dans FLAC3D. En tout, 657 zones sur les 4425 zones dans le 3<sup>e</sup> pilier ont, à un moment ou un autre durant la simulation, été en rupture.

### 3.3.2 Troisième pilier de 45m

Une autre simulation a été effectuée en étirant les éléments contenus dans le pilier pour obtenir une épaisseur totale de 45m (150 pieds). Le nombre de zones est donc le même

que pour le pilier de 30m, ce qui permet de comparer les résultats selon le numéro de zone. Les éléments ne sont cependant pas tous de géométrie parfaite et il a donc fallu s'assurer dans tous les cas que les éléments respectent une géométrie minimale, soit un rapport largeur / longueur d'au plus 5. Ce rapport a été plus difficile à atteindre dans le cas du pilier de 30m, avec un rapport pour certains éléments près des chantiers de 4 (20m : 5m), mais s'approche de 1 en augmentant l'épaisseur du pilier. Dans l'ensemble, le pilier reste stable avec certaines zones de rupture près des chantiers. La simulation montre que la zone de rupture sous les chantiers du 3<sup>e</sup> bloc va jusqu'à 5m de distance, tout comme dans le cas du pilier de 30m, mais seulement à 3m au dessus des excavations du 4<sup>e</sup> bloc, contrairement à 5m à l'autre pilier. Ceci laisse une épaisseur minimale intacte d'environ 37m (120'). On peut voir ces constatations à la figure 3.15. En tout, 603 zones sont venues à la rupture dans le 3<sup>e</sup> pilier au cours de la simulation.

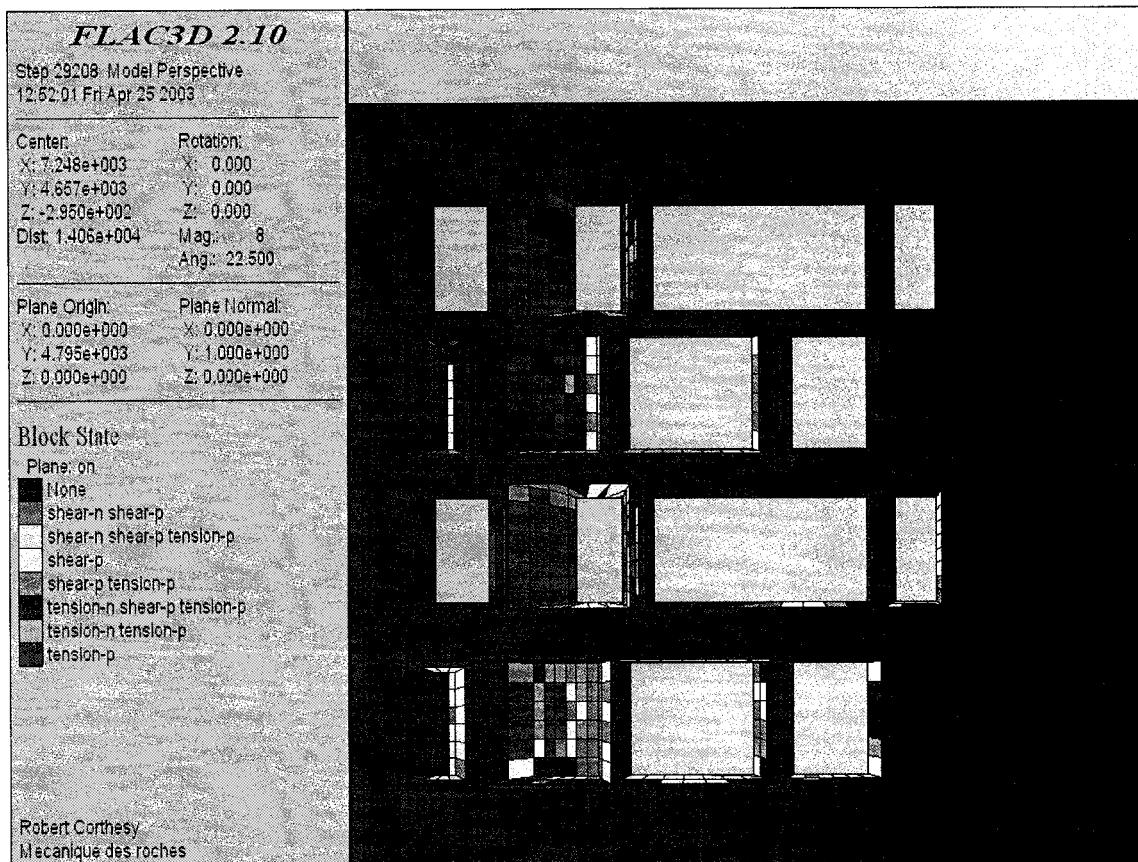


**Figure 3.15 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 45m**

### 3.3.3 Troisième pilier de 60m

La dernière simulation a été faite en utilisant un pilier de 60m (200 pieds). Tout comme pour le pilier de 45m, les éléments ont été étirés pour augmenter l'épaisseur. Le rapport largeur / hauteur est presque de 1 pour l'ensemble des éléments. Comme dans le cas des piliers moins épais, celui-ci reste stable dans son ensemble. Les zones de rupture sont approximativement les mêmes que pour le pilier de 45m, soit 5m sous les chantiers du bloc 3 et 3m au-dessus du bloc 4. L'épaisseur minimale intacte est de 52m (175'). On

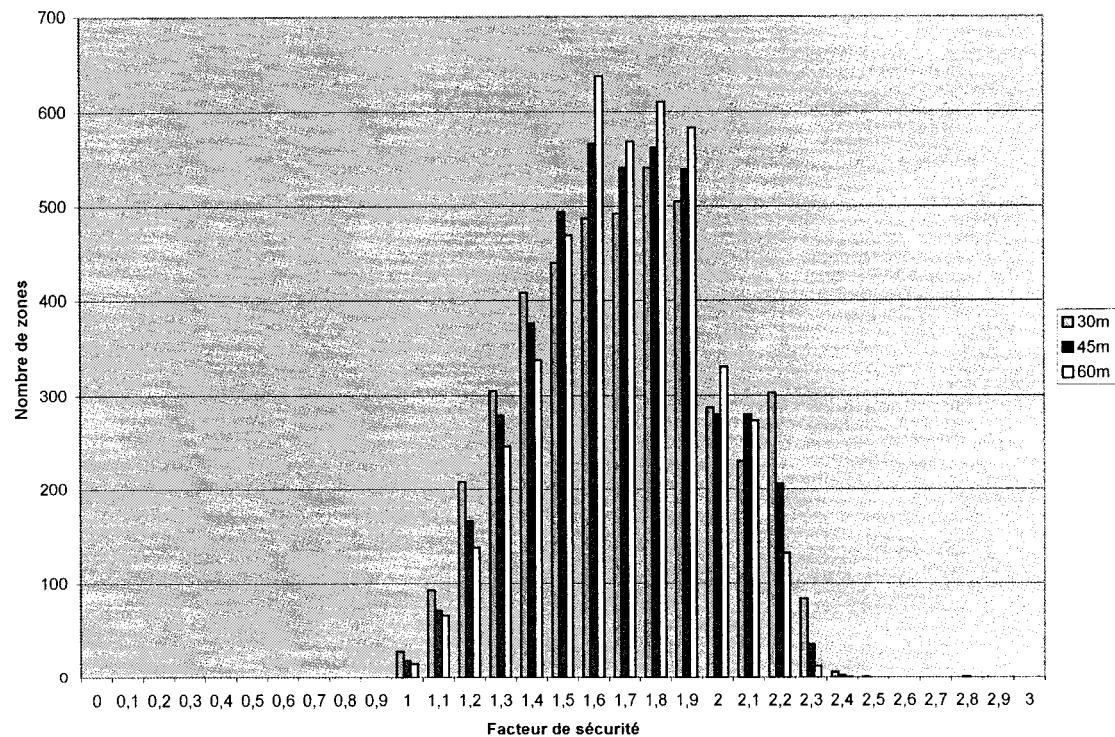
peut voir ces constatations à la figure 3.15. Au cours de la simulation, 583 zones ont été menées à la rupture dans ce pilier.



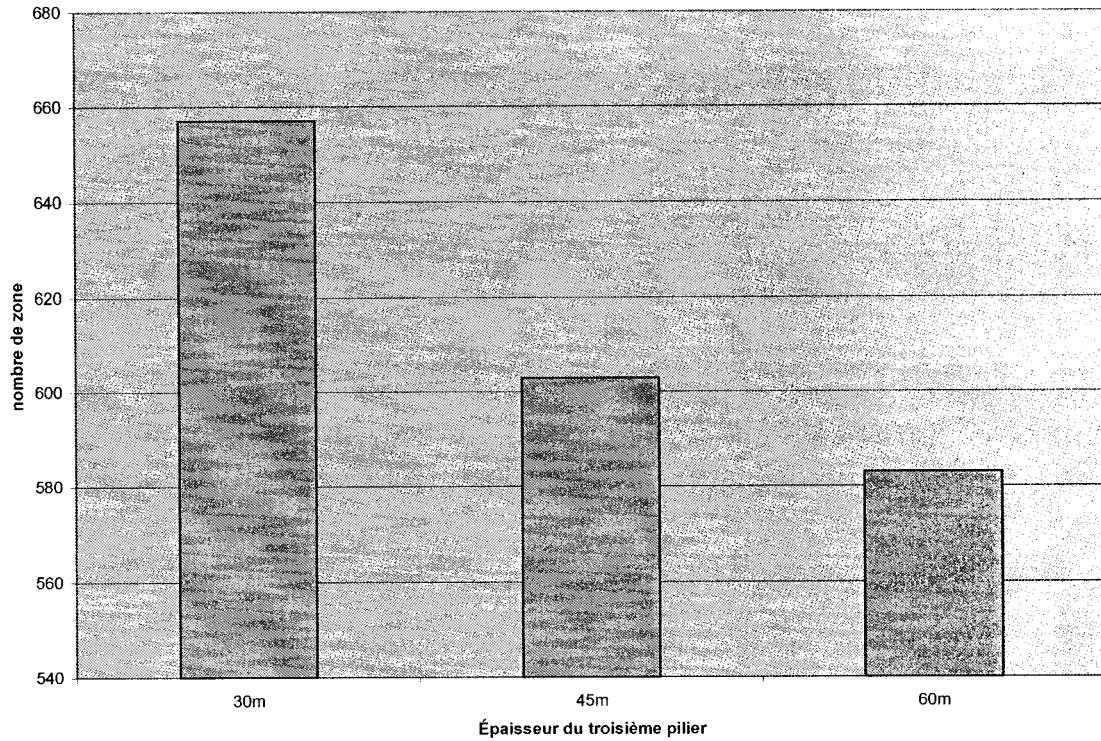
**Figure 3.16 : Vue de la section 4795 montrant les zones de rupture les plus étendues dans le troisième pilier pour une épaisseur de pilier de 60m**

Les figures 3.17 et 3.18 montrent respectivement l'histogramme comparatif du facteur de sécurité et du nombre de zones en rupture dans le pilier pour les trois épaisseurs étudiées. Il est à remarquer que le facteur n'est jamais inférieur à 1, ce qui s'explique par le fait qu'un tel cas représente la rupture et que les contraintes sont redistribuées pour atteindre un équilibre stable. On peut voir que l'épaisseur du pilier influence le facteur

de sécurité, le pilier de 30m ayant plus de zones avec un plus faible facteur de sécurité. Il en est de même pour le pilier de 45m qui a plus de zones avec un facteur de sécurité inférieur à 1,5 que le pilier de 60m. L'influence du l'épaisseur du pilier est visible aussi sur le nombre de zones en rupture dans le pilier. En effet, l'augmentation de l'épaisseur du troisième pilier entraîne une réduction du nombre de zones en rupture. La différence du nombre de zones en rupture est cependant moins importante entre le pilier de 45m et celui de 60m avec une différence de 20 zones qu'entre le pilier de 30m et celui de 45m avec une différence de 54 zones.



**Figure 3.17 : Histogramme comparant le facteur de sécurité de chacune des zones pour les différentes épaisseurs de troisième pilier**



**Figure 3.18 : Comparaison du nombre de zones en rupture dans le troisième pilier en fonction de l'épaisseur du pilier (nombre de zones total = 4425)**

### 3.3.4 Analyse de l'épaisseur optimale du troisième pilier

Pour choisir l'épaisseur idéale, il faut donc comparer les zones de rupture et l'épaisseur minimale. Dans le cas du pilier de 30m, les zones de rupture sont plus nombreuses et l'épaisseur minimale de roche intacte est de 20m (65 pieds). Il faut prendre en considération le fait que les discontinuités géologiques ne sont pas prises en compte lors des simulations ou seulement de façon indirecte (élaboration de la cote RMR pour

obtenir les paramètres du critère de Mohr-Coulomb). Suite à des observations faites par relevés laser, une zone de rupture de 6m à 9m (20 à 30 pieds) est observée au toit de certains chantiers et il a été vu par expérience que les discontinuités peuvent former des blocs instables de grande dimension dans certaines zones des piliers comme dans le cas du pilier T08-25 au niveau 700. Comme une nouvelle famille de joints semble apparaître en profondeur et que l'augmentation des contraintes peut accentuer légèrement le problème, l'épaisseur minimale de 20m (65 pieds) pourrait ne pas être acceptable.

Pour ce qui est du pilier de 45m (150 pieds), il y a moins de zones en rupture et l'épaisseur minimale est de 37m (120 pieds). Ceci semble sécuritaire autant au niveau du facteur de sécurité que de l'épaisseur minimale. Il est donc proposé d'utiliser un pilier de 45m, tout comme celui entre les blocs 2 et 3. Bien que le pilier de 60m se montre encore plus sécuritaire, l'augmentation du niveau de sécurité est négligeable comparativement aux pertes de minerai associées à un pilier de 15m d'épaisseur supplémentaire.

### **3.3.5 Analyse des zones de rupture dans le quatrième bloc minier**

Les résultats obtenus lors des simulations visant à déterminer l'épaisseur optimale du troisième pilier de niveau nous permettent aussi d'interpréter la conséquence de l'augmentation des contraintes sur la stabilité des chantiers du quatrième bloc minier. On peut tout d'abord observer le nombre de rupture dans le quatrième bloc en fonction de l'épaisseur du pilier. Le tableau 3.3 montre ces résultats.

**Tableau 3.3: Nombre de zones en rupture dans le quatrième bloc minier en fonction de l'épaisseur du troisième pilier**

	Pilier de 30m	Pilier de 45m	Pilier de 60m
Nombre de zones en rupture	2443	2453	2484

On peut voir que contrairement à ce qu'on pourrait s'attendre, le pilier de 60m engendre plus de rupture dans le quatrième bloc. La différence est cependant faible, 41 zones de plus sur 2484 zones en rupture, soit une différence 1,6% ou 41 zones sur 13494 zones dans le quatrième bloc, soit une différence de 0,3%. Ceci est en partie explicable par le fait que les planchers des excavations dans le quatrième bloc sont à une plus grande profondeur, donc soumis à de plus grandes contraintes, ce qui peut engendrer plus de rupture. L'utilisation d'une épaisseur de 45m pour le troisième pilier est donc ici aussi confirmée. La façon dont ont été réalisé les simulations permet aussi de comparer les zones de rupture dans les deuxième et quatrième blocs car ceux-ci comportent les mêmes chantiers. Les figures 3.19 et 3.20 montrent une vue en plan au centre du deuxième bloc et au centre du quatrième bloc respectivement pour une épaisseur du troisième pilier de 45m.

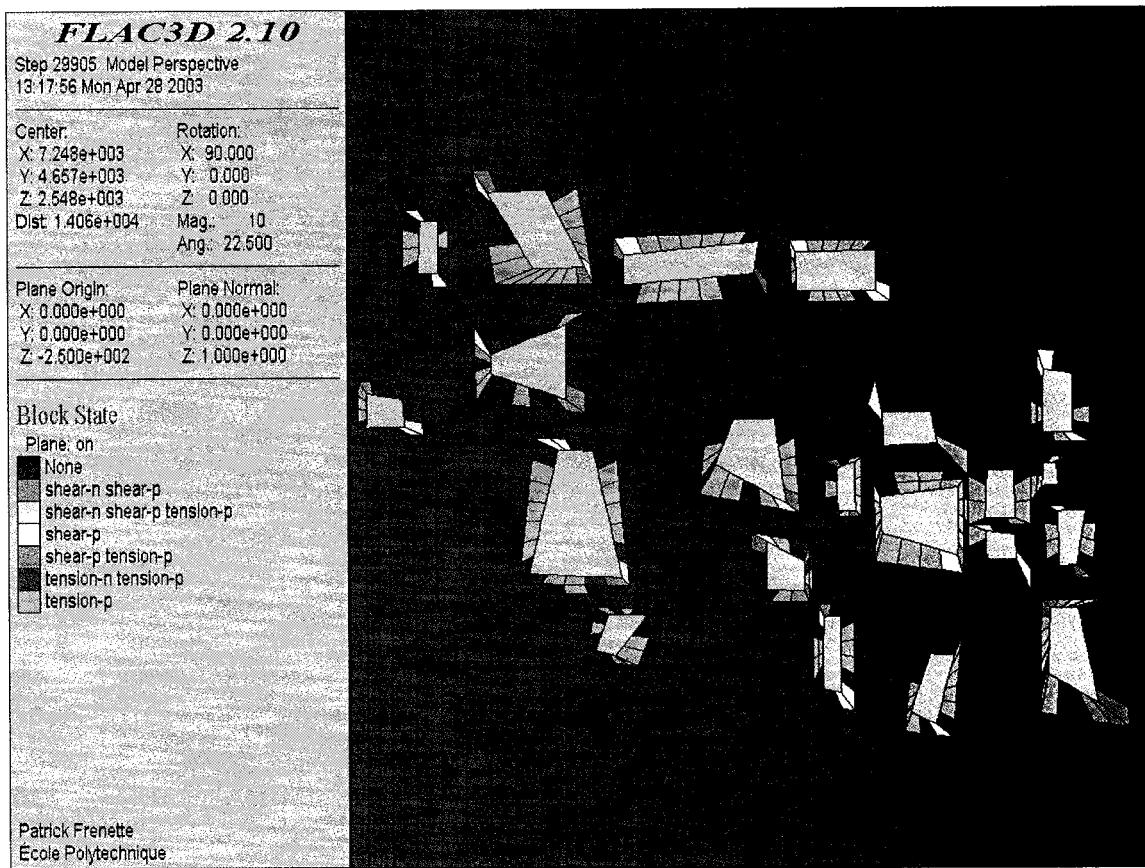
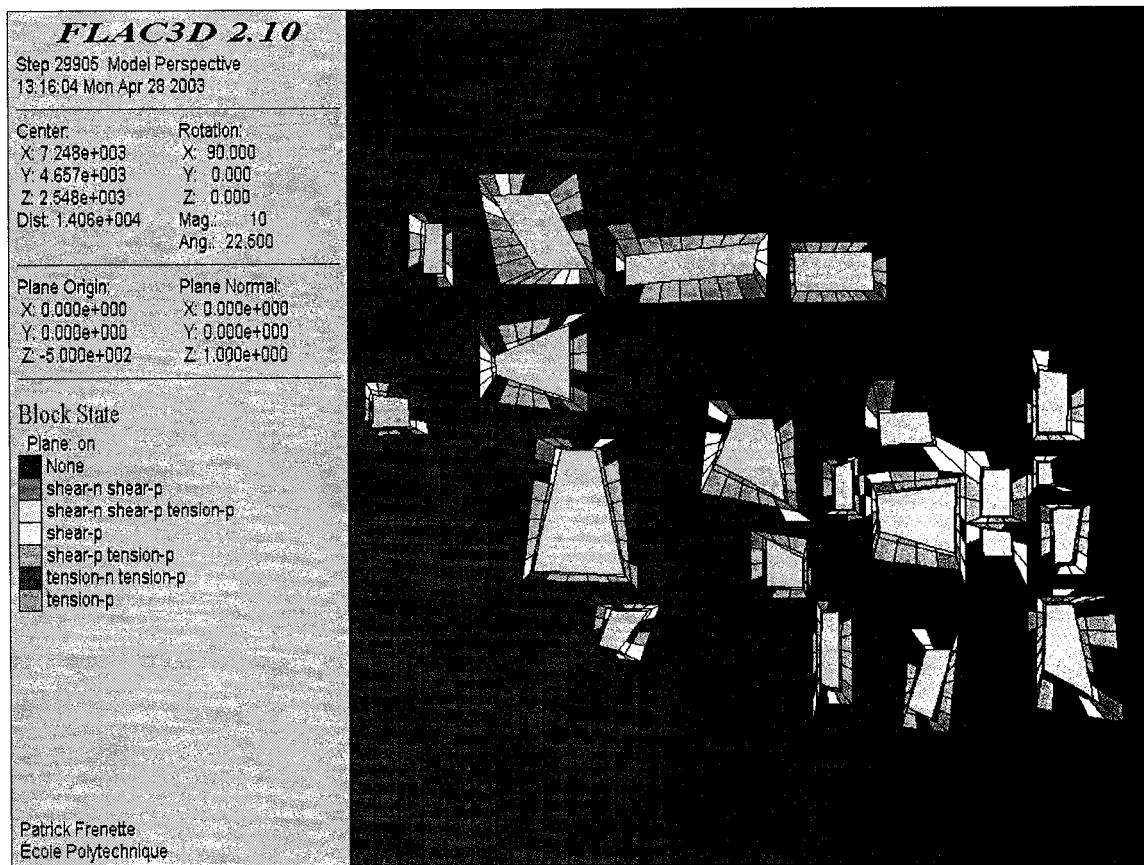


Figure 3.19 : Vue en plan des zones de rupture du deuxième bloc minier à une profondeur de 250m



**Figure 3.20 : Vue en plan des zones de rupture au quatrième bloc minier à une profondeur de 500m**

On peut voir à partir des figures 3.19 et 3.20 que les zones de rupture sont localisées aux murs des excavations, mais qu'elles sont plus nombreuses dans le cas du quatrième bloc situé plus en profondeur. Comme nous avons pu le voir à la section 2.4.4.2, l'étendue des zones de rupture peut sembler importante, mais celle-ci est principalement due au maillage grossier du modèle.

## CHAPITRE 4 : DISCUSSION

Cette partie met en perspective la méthodologie utilisée et compare cette étude avec ce qui a déjà été fait à l'aide du logiciel FLAC<sup>3D</sup>. Une approche classique a été suivie. Les campagnes de terrain menées ont permis d'obtenir des paramètres couvrant tous les champs nécessaires à une bonne modélisation. Un nombre suffisant d'essais de compression uniaxiale ainsi que d'essais en compression diamétrale ont permis d'obtenir des valeurs de  $C_0$  et  $T_0$  fiables. En effet, si l'on se fie à une méthodologie proposée par Gill (1989, 1996) utilisant la loi de Student, l'erreur relative associée à  $C_0$  est de 17% et de 9% pour  $T_0$ . Il aurait cependant été préférable d'effectuer plus d'essais triaxiaux, ce qui aurait permis de mieux définir les paramètres  $m$  et  $s$  du critère de rupture Hoek-Brown et l'angle de friction du critère de Mohr-Coulomb. Les budgets alloués ne permettaient cependant pas de faire ces essais. Pour ce qui est de la mesure des contraintes *in situ*, bien que la dernière campagne n'ait été effectuée que dans une section de la mine, les résultats concordent assez bien avec l'étude antérieure et semblent représentatifs. L'analyse de l'ensemble des données recueillies a permis d'obtenir des classifications qui montrent la bonne qualité du massif rocheux de la mine Niobec. Les simulations numériques ont donc été effectuées à partir d'une quantité de renseignements suffisante pour espérer obtenir des résultats valables. Certains auteurs (Coulthard, 1999; Murali, Sheorey et Kushwaha, 2001) considèrent l'utilisation de simulations numériques à elles seules comme étant une façon adéquate d'obtenir le dimensionnement de structures souterraines à la condition d'avoir assez de

renseignements sur le massif rocheux. Si cela n'est pas le cas, les simulations ne permettent que des études paramétriques. Les autres études utilisant FLAC<sup>3D</sup> montrent que ce logiciel décrit bien les phénomènes associés à l'excavation de massifs rocheux. Notre recherche va dans le même sens, les résultats obtenus correspondant à ce qui est observé par le personnel de la mine. En effet, une zone de rupture au toit des chantiers allant jusqu'à 10m (30 pieds) de hauteur est observée dans les deux premiers piliers horizontaux.

Il y a cependant certains inconvénients à l'approche numérique, particulièrement avec le logiciel FLAC<sup>3D</sup> dans le cas de notre étude. D'autres études ont été publiées portant sur des simulations avec FLAC<sup>3D</sup>, mais avec des géométries plus simples. Certains ont modélisé avec succès l'excavation de sections de tunnels (Buchet et Van Coethem, 2001; Coulthard, 1999, 2001; Dias et Kastner, 2001; Medina et Melis, 2001; Medina, Nùñz et Melis, 2001; Meyer, Coggan et Stead, 2001; Pound et Beveridge, 2001), d'autres, certains secteurs d'une mine (Merino et Tapia, 2001; Murali, Sheorey et Kushwaha, 2001) ou encore la stabilité de chantiers remblayés (Pierce, 2001), mais personne ne semble avoir modélisé une mine complète. Comme il a été mentionné, une simplification de la géométrie des excavations a été nécessaire pour permettre la modélisation de celles-ci. Ceci fausse quelque peu les résultats près des excavations, mais cet effet peut être considéré comme n'ayant que peu d'influence sur l'ensemble du modèle et en particulier dans les piliers horizontaux, lieu de notre étude. En effet, les excavations demeurent sensiblement de la même dimension et le détail de la géométrie

importe moins que la dimension des excavations dans la redistribution des contraintes. Une géométrie plus fine et plus près du contour véritable des chantiers aurait permis une meilleure estimation des contraintes près des chantiers, mais cela ne s'avérait pas nécessaire pour notre étude. Toutefois, un maillage plus fin à proximité des chantiers aurait permis une meilleure évaluation de l'étendue des zones de rupture au prix d'un temps de calcul plus important. Depuis novembre 2002, un module se rajoutant au logiciel ANSYS, CivilFEM, permet de créer des formes régulières et irrégulières dans un environnement de dessin assisté par ordinateur et de les transposer dans FLAC<sup>3D</sup>. Avec certaines modifications, un dessin AutoCAD peut être transféré dans ANSYS et être modélisé. Ceci aurait sûrement pu faciliter le travail de construction du modèle tout en conservant une géométrie plus près de la réalité. Cependant, il est aussi possible que le modèle soit trop complexe pour ce logiciel. Il n'en demeure pas moins que cet outil pourrait être utile si un travail semblable devait être refait.

Il peut être aussi intéressant de vérifier après coup si un autre logiciel aurait pu être plus efficace. Pour ce qui est de Examine3D, nous avons pu voir que celui-ci ne fait pas de redistribution de contrainte en cas de rupture et qu'il sous-estime les zones de rupture si on compare aux résultats obtenus dans FLAC<sup>3D</sup> et dans la réalité. Bien qu'il puisse modéliser plus exactement les excavations, ce logiciel n'est pas adéquat pour ce type de travail car il sous-estime les zones de ruptures, ce qui n'est pas sécuritaire. On peut croire qu'il en est de même pour le logiciel Map3D, celui-ci étant basé sur la même méthode numérique. Ces deux logiciels permettent cependant de bien estimer les

contraintes induites par les excavations et peut permettre à un logiciel 2D ayant la capacité de modéliser la plasticité, tel Phases2, de faire des études sur des cas ponctuels dans la mine. Cette approche a été utilisée pour une autre étude confidentielle portant sur la mine Niobec. La formulation par différences finies de FLAC<sup>3D</sup> permet cependant de simuler efficacement les comportements non linéaires (rupture) alors que les logiciels d'éléments finis usuels ou d'éléments frontières sont soit moins efficaces, soit incapables de tenir compte de la rupture et des redistributions de contrainte qui en découlent. Il est en effet reconnu que l'approche implicite propre aux éléments finis est très peu efficace pour modéliser des phénomènes non linéaires, ce qui devient un problème majeur pour les modèles tridimensionnels où les temps de calcul peuvent devenir énormes. En effet, l'approche explicite de FLAC<sup>3D</sup> a nécessité des temps de calcul d'environ 36 heures pour chaque simulations portant sur l'épaisseur du 3<sup>e</sup> pilier avec un ordinateur muni d'un processeur Pentium III cadencé à 933 MHz. Il aurait été intéressant de pouvoir comparer les temps de calcul pour un modèle semblable incluant la non linéarité avec une approche par éléments finis utilisant l'approche implicite associée à des matrices de rigidité énormes à inverser à chaque pas de calcul. Le fait que le massif présent à Niobec soit de bonne qualité et présente peu de ruptures dues au minage rend la comparaison entre FLAC<sup>3D</sup> et les autres logiciels moins évidente car les avantages de celui-ci sont moins mis en valeur. Enfin, cette étude représente une première en ce sens que la littérature montre aucune utilisation de FLAC<sup>3D</sup> pour la modélisation d'une mine complète.

## CHAPITRE 5 : RECOMMANDATIONS

Ce travail a été effectué dans l'optique de tester le logiciel FLAC<sup>3D</sup> pour la modélisation d'une mine entière. Bien qu'un travail substantiel ait été fait, toutes les possibilités de FLAC<sup>3D</sup> n'ont pas été utilisées. Il s'agissait plutôt ici d'un travail de défrichage qui permettait en même temps d'utiliser le logiciel dans un cas pratique. Le modèle numérique conçu pour ce travail pourrait ainsi servir en utilisant d'autres fonctions plus élaborées du logiciel. Comme les ordinateurs deviennent de plus en plus puissants, le temps de calcul diminue, ce qui permet d'utiliser des fonctions plus spécialisées ou raffiner le maillage sans pour autant prendre trop de temps à calculer. Des fonctions telles le critère de rupture Mohr-Coulomb avec de nouveaux paramètres post-rupture (strain softening) ou prenant compte l'anisotropie due aux couches (ubiquitous joints) pourraient mieux modéliser le comportement du massif rocheux. Un meilleur maillage permettrait aussi d'obtenir des résultats plus précis. Il y a donc place à amélioration sur le modèle. Cependant, celui-ci peut aussi servir pour d'autres types d'analyses, comme par exemple l'optimisation d'une séquence de minage ou le positionnement de certaines excavations. Les causes de certains résultats obtenus, tel l'effet du remblai observé comme négligeable, n'ont pas été explorées et pourraient à elles seules constituer un autre sujet d'étude.

## CONCLUSIONS

Cette étude nous a permis d'estimer que le dimensionnement du pilier entre les 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> blocs miniers à la mine Niobec devait être d'au moins 45m (150 pieds). Pour parvenir à ce résultat, une caractérisation géomécanique complète a été effectuée. Celle-ci a compris une campagne de relevés de discontinuités sur les niveaux 1150 et 1450 qui a permis d'observer deux familles majeures ainsi qu'une troisième famille devenant de plus en plus importante en profondeur. Une campagne de mesure des contraintes in situ a aussi été menée au niveau 1450 permettant d'estimer le tenseur des contraintes présent à la mine. Des essais en laboratoire ont permis d'obtenir les résistances en compression et en tension de la roche ainsi que certains paramètres de déformabilité. Ces essais ont aussi permis d'obtenir les courbes enveloppe selon les critères de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown à l'aide du logiciel Roclab. Les plans de la mine ont été modélisés dans le logiciel FLAC<sup>3D</sup> et certaines simulations ont été effectuées et ensuite comparées à d'autres faites à l'aide d'Examine<sup>3D</sup> pour tenter de confirmer les résultats obtenus du modèle. Les différents scénarii ont finalement été étudiés, montrant que l'utilisation de remblai n'aurait eu que peu d'influence dans les conditions actuelles de la mine et qu'un pilier de 45m (150 pieds) d'épaisseur était souhaitable entre les 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> blocs miniers. Cette étude a aussi mis en lumière certaines limitations du logiciel FLAC<sup>3D</sup>. En effet, celui-ci nécessite une approximation de la géométrie autant au niveau des excavations que de l'application des contraintes, mais permet d'obtenir les zones de rupture du massif rocheux.

## BIBLIOGRAPHIE

ARJANG, J (1986). In situ stress measurement at Niobec Mine, CANMET Laboratory

BUCHET, G. et A. VAN COTTHEM (2001). "Real-Time Modeling of Tunneling and Compensation Grouting at Rio Piedras, San Juan, Puerto Rico," FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 335-343

CORTHÉSY, R.(2000a). Mesures des contraintes in-situ, Mine Niobec. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique.

CORTHÉSY, R.(2000b). Investigation géomécanique du 3<sup>e</sup> bloc minier, Essais en laboratoire - Mine Niobec. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique.

COULTHARD, M.A. (1999). Applications of numerical modeling in underground mining and construction. Geotechnical and Geological Engineering, 17, 373-385.

COULTHARD, M. A. (2001). Undermining of an Unlined Tunnel in Rock, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 265-272.

DIAS, D. et R. KASTNER (2001). Tunnel Face Reinforcement: Numerical Analysis, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 361-365

DUFRESNE, C. (2001). Mineralogy of Niobec Mine, Mining and pyrochlore ore processing, www.cambior.com

FRENETTE, P.(2000). Étude sur les discontinuités au niveaux 1150 et 1450, rapport interne, Mine Niobec

HOEK, E., P.K. KAISER et W.F. BAWDEN (1997). Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema.

HOEK, E., CARLOS CARRANZA-TORRES, BRENT CORKUM (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition, www.rocscience.com

IANNACCHIONE, A.T. ET AL. Controlling roof beam failures from high horizontal stresses in underground stone mines. National Institute for Occupational Safety and Health. Pittsburgh Research Laboratory.

ITASCA CONSULTING GROUP INC. FLAC<sup>3D</sup> : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, version 2.0., [www.itascacg.com](http://www.itascacg.com)

JING, L., J.A. HUDSON (2002). Numerical methods in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science, 39, 409-427.

LIN'KOV M.A. (2001). On the theory of pillar design. Journal of Mining Science, 37, 10-27.

MACCELARI, M.J. et A. CICHOWICZ (1999). Strike stabilizing pillars as a regional support strategy for ultra-deep gold mines. Geotechnical and Geological Engineering, 17, 305-319.

MARTIN, C.D. ET W.G. MAYBEE (2000). The strength of hard-rock pillars. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science, 37, 1239-1246.

MEDINA, L. et M. MELIS (2001). Numerical Analysis of Lining Ring Behavior During Shield Tunneling, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 367-373.

MEDINA, L., C. NUNZ et M. MELIS (2001). Three-Dimensional Numerical Analysis of Soil Movements Induced by the Madrid Classical Tunneling Method, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 375-381

MERINO, L. et R. TAPIA (2001). Cavability of Inca Sector, El Salvador Mine, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 273-279

MEYER, L.H.I., J. S. COGGAN et D. STEAD (2001). Three-Dimensional Modeling of Sequential Tunnel Advance, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 383-390

MUKUNDAKRISHNAN, B. et T. L. RUEN (2002). FLAC3D Grid generation with ANSYS+CivilFEM, Itasca Consulting Group inc, [www.itascacg.com](http://www.itascacg.com)

MURALI, G., P.R. SHEOREY et A. KUSHWAHA (2001). Numerical estimation of pillar strength in coal mines. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science, 38, 1185-1192.

NANTEL, J.H. et al.(1979), Fill Technology in Underground Metalliferous Mines, International Academic Services Limited, Kingston, Ontario, 293 pages.

OYLER, DAVID C., CHRISTOPHER MARK, DENNIS R. DOLINAR et RUSSEL C. FRITH (2001). A study of the ground control effectsof mining longwall faces into open or backfilled entries. Geotechnical and Geological Engineering, 19, 137-168.

PIERCE, M. E.(2001). Stability Analysis of Paste Backfill Exposures at Brunswick Mine, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 (Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001), D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 147-156

POUND, C. et J. P. BEVERIDGE (2001). Prediction of Ground Movements Due to NATM Tunneling, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001

(Proceedings of the 2nd International FLAC Conference, Lyon, France, October 2001),

D. Billaux et al., Eds. Lisse: A. A. Balkema, 391-398

ROCSCIENCE (1998). Examine<sup>3D</sup> : User's manual, version 4.0, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)

ROCSCIENCE (1999a). Dips : Tutorial, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)

ROCSCIENCE (1999b). Strength Factor equations, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)

ROCSCIENCE (2002). Roclab : User's guide, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)

THIVIERGE, S. (1979). Étude sur les discontinuités au niveaux 300 et 600, rapport interne, Mine Niobec

TREMBLAY, D. (1992). Étude sur les discontinuités au niveaux 700 et 1000, rapport interne, Mine Niobec